



Ecole Nationale Supérieure
des Travaux Publics
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code : 34/2012

Projet de Fin d'Études

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

Thème

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation
(2sous/sols + RDC + 12 étages) à Alger

Encadré par :

M. BENREDOUANE Mustapha

Dirigé par:

M. TAFRAOUT Salim

Présenté par :

BENMAHAMED Abdelhak

ZAAF Mohamed

Promotion 2012

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.

بسم الله الرحمن الرحيم

ملخص

بعدما قمنا بتقديم مشروع التخرج وقمنا باختيار مادة البناء وهي الخرسانة المسلحة قمنا بتقديم الأفعال المطبقة على الهيكلية وذلك من أجل اقتراح أبعاد مبدئية لمقاطع العناصر الهيكلية مثل الأعمدة، الكمرات، البلاطات، حوائط القص والعناصر الغير هيكلية مثل السلالم.....الخ، دراسة تأثير الرياح على البنية، القيام بالتصميم وذلك بتوصيف متغيرتين (نموذجين) لدراسة القوى الزلزالية وذلك لنتمكن في الأخير من اختيار النموذج الأفضل من حيث تأثير الزلزال، تسليح بعض العناصر الهيكلية بعدما قمنا بتوصيف المتغيرة المختارة، تسليح العناصر الغير هيكلية، أخيراً قمنا بدراسة البنية التحتية التي تحتوي على الحائط المسلح المحيطي والأساسات .

RESUME

Après avoir présenté notre projet de fin d'étude et choisir le matériau de construction "béton armé" ; on a évalué les actions exercées sur la structure pour pouvoir predimensionner les éléments structuraux "les poteaux, les poutre, les planchers" et non structuraux "les escaliers , l'acrotère" ; étudié l'effet du vent sur la structure ; fait une étude conceptuelle de la structure en modélisant 2 variantes et étudier leur effort sismiques pour qu' à la fin choisir celle qui présente un meilleur comportement vis-à-vis l'action sismique ; ferrailé certain éléments structuraux après l'avoir modéliser avec la variante retenu ; ferrailé les éléments non structurant ; finalement on a étudié la partie infrastructure qui contient le voile périphérique et les fondations.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail a tous ce qui m'ont aidé de près ou de loin et soutenu jusqu' au bout,

A mes chers parents

A ma sœur

A mon beau-frère Mohamed

A mes oncles et tantes

A mon ami et binôme Mohamed

A mes amis:

Mohamed Messadi , Mohamed, Khaled, Hocine, Boualem, Youcef, Sidahmed, Yacine, Abdelhamid, Mahdi, Adel et Aki Adel

Et a toutes la famille

BENMAHAMED Abdelhak

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail a tous ce qui m'ont aidé de près ou de loin et soutenu jusqu' au bout,

A mes chers parents

A mes oncles et tantes

A mon ami et binôme Abdelhak

A mes amis:

Mohamed Messadi ,Mohamed,Khaled,Hocine,Youcef,Sidahmed,
Yacine,Abdelhamid,Mahdi,Adel ,Djaber,et Aki Adel

Et a toutes la famille

ZAAF Mohamed

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier tout d'abord Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, le moral, la patience et le courage d'accomplir ce travail dans les meilleur conditions.

Remerciement à nos parents pour leurs sacrifices et leurs soutient moral durant toutes ces années d'études.

Nos vifs remerciements à notre promoteur M.BENREDOUANE MUSTAPHA pour avoir mis tous ses moyens, son temps à notre disposition et pour nous avoir soutenue moralement et scientifiquement.

Sans oublier bien sûr, son collaborateur l'ingénieur TAFRAOUT SALIM qui nous a apporté sa précieuse aide indispensable pour le succès de notre travaille.

Sans oublier les ingénieurs :ZAAF ABDELKARIM ,BELLALI RACHID, BENCHARIF RAOUF qui nous ont aidé pendant cette étude.

Nous remercions également tous les enseignants de notre école qui ont contribués à notre formation.

SOMMAIRE

Chapitre I : Introduction générale

I.1.Généralités.	1
I.1.1.Definitions.	1
I.2.Présentation du projet.	3
I.2.1.Introduction.	3
I.2.2.Caracteristiques géométriques de la structure	3
I.3.Classification de l'ouvrage selon le RPA99v2003.	4
I.3.1.Selon la sismicité de la zone.	4
I.3.2.Selon l'importance d'ouvrage.	4
I.3.3. Selon la nature de site.	4
I.3.4. Selon le système de contreventement.	4
I.3.5. Selon la configuration géométrique.	4
I.4.Conception de la structure.	5
I.4.1.Contreventement.	5
I.4.2.Plancher.	5
I.4.3.Maçonnerie.	5
I.4.4.Escalier.	5
I.5.Les règlements utilisés.	5
I.6.Caractéristiques des matériaux à utiliser.	6
I.6.1.Le béton.	6
I.6.2.L'acier.	6

Chapitre II : Evaluation des Actions

II.1.Charges permanentes.	8
II.1.1.Application.	8
II.1.1.a.Les planchers.	8
II.1.1.b.Les escaliers.	10
II.1.1.c.Maçonnerie.	11
II.1.1.d.Acrotère.	11
II.2.Les surcharges d'exploitations.	12
II.2.1.Application.	12
II.3.Action climatique.	13
II.3.1.Action du vent.	13
II.3.2.Action de la température.	13
II.4.Action sismique.	14

Chapitre III : Etude du vent

III.1.Introduction.	15
III.2.la vérification de la stabilité d'ensemble.	15
III.3. détermination de coefficient dynamique C_d	15
III.4.Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn}	16
III.5.Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}	18
III.5.1Parois verticales.	18
III.5.2Toitures plates.	20
III.6.Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi}	20
III.7.Détermination du coefficient de pression de vent C_p	21

III.8.Calcul de la pression due au vent.	22
III.9.Calcul des forces de frottement.	24
III.10.Détermination de la force résultante.	25

Chapitre IV : Prédimensionnement

IV.1.Prédimensionnement des éléments structuraux.	28
IV.1.1.Prédimensionnement des planchers.	28
IV.1.1.a.plancher en dalle pleine.	28
IV.1.1.b.Plancher en corps creux.	29
IV.1.2.Prédimensionnement des poutres.	30
IV.1.3.prédimensionnement des poteaux.	32
IV.1.4.Prédimensionnement des voiles.	36
IV.2.Prédimensionnement des éléments non structuraux.	37
IV.2.1.Prédimensionnement des escaliers.	37
IV.2.2.Prédimensionnement de l'acrotère.	38

Chapitre V : Modélisation de la structure

V.1.Introduction	39
V.2. Principe de la méthode des éléments finis	39
V.3.Description du logiciel ETABS 9.7.0.	40
V.3.1. Système de coordonnées.	40
V.3.2. Modélisation.	41
V.3.2.1. Choix des éléments.	42
V.3.2.2. Discrétisation des éléments.	42
V.3.3 L'analyse.	43
V.3.3.1. Analyse statique linéaire.	43

V.3.3.2. Analyse P-Delta	43
V.3.3.3. Analyse statique non linéaire.	43
V.3.3.4. Analyse dynamique.	44
V.3.4. Post-processeur.	44
V.3.5. Importation et exportation des fichiers.	44
V.4. Modélisation de la superstructure.	45
V.4.1. les étapes de modélisation.	46
V.4.2. Etude conceptuelle.	51
V.4.2.1. 1 ^{ère} variante.	51
V.4.2.2. 2 ^{ème} variante.	54
V.5. Modélisation de l'infrastructure.	56

Chapitre VI : Etude sismique

VI.1. Introduction.	58
VI.2. Méthodes d'analyse sismique.	58
VI.2.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente.	58
VI.3. La méthode statique équivalente.	59
VI.3.1. Principe de la méthode.	59
VI.3.2. Calcul de la force sismique totale.	59
VI.4. La méthode dynamique modale spectrale.	61
VI.4.1. Principe de la méthode.	61
VI.4.2. Modélisation.	61
VI.4.3. spectre de réponse	62
VI.5. Analyse de la première variante.	63

VI.5.1.Calcul des forces sismiques V_x et V_y	63
VI.5.2.Vérification des forces sismiques de calcul.	63
VI.5.3.Périodes et facteurs de participation modale.	64
VI.5.4.Déplacement maximum absolu de chaque niveau	65
VI.5.5.Justification vis-à-vis des déformations.	66
VI.5.6.Justification vis-à-vis de l'effet P-A.	67
VI.5.7.position du centre de masse et du centre de rigidité	69
VI.6.Analyse de la deuxième variante.	71
VI.6.1.Calcul des forces sismiques V_x et V_y	71
VI.6.2. Vérification des forces sismiques de calcul.	71
VI.6.3. Périodes et facteurs de participation modale.	71
VI.6.4.Déplacement maximum absolu de chaque niveau	72
VI.6.5.Justification vis-à-vis des déformations.	73
VI.6.6.Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	73
VI.7.Analyse comparative des deux variantes.	76

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

VII.1.Introduction.	78
VII.2. Combinaisons d'action.	78
VII.2.1.Combinaisons du RPA99/version 2003 Art5.2.	78
VII.2.2. Combinaisons du BAEL91.	79
VII.3. Ferrailage des portiques.	79
VII.3.1. Ferrailage des poteaux.	79
VII.3.1.1. Recommandations données par le RPA99	79

VII.3.1.2. Vérifications spécifiques.	81
VII.3.1.3. Application des sollicitations sur le poteau.	82
VII.3.1.4. détermination des armatures + croquis.	82
VII.3.2. Ferrailage des poutres.	88
VII.3.2.1. Recommandations du RPA 99.	88
VII.3.2.2. Détermination des armatures + croquis.	89
VII.4. Ferrailage des voiles.	96
VII.4.1. Introduction.	96
VII.4.2. Recommandations exigées par le RPA99.	96
VII.4.2.1. pour les trumeaux.	96
VII.4.2.2. pour les linteaux	97
VII.4.2.3. Règles communes	97
VII.4.3. Vérification des voiles à l'effort tranchant	98
VII.4.4. Ferrailage du trumeau + croquis.	100
VII.5. Ferrailage des dalles.	103
VII.5.1. Introduction.	103
VII.5.2. Plancher en dalle pleine.	103
VII.5.2.1. Calcul des moments.	104
VII.5.2.2. Vérification des contraintes.	105
VII.5.2.3. Justification des armatures d'effort tranchant. . .	105
VII.5.2.3. Calcul d'espacement entre les barres.	105
VII.5.3. Plancher en Corps creux.	106
VII.5.3.1. poutrelles.	106
VII.5.3.1.a. Calcul des sollicitations.	106

VII.5.3.1.b.Ferraillage.	107
VII.5.3.1.c.Vérifications nécessaires.	110
VII.5.3.1.d.:Vérifications des contraintes a l ELS.	110
VII.5.3.2.dalle de compression.	111

Chapitre VIII : Ferraillage des éléments non structuraux

VIII.1.Calcul de l'acrotère.	113
VIII.1.1.Sollicitation.	113
VIII.1.2.Le ferraillage de l'acrotère à l'ELS.	113
VIII.2.Calcul des escaliers.	114

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

IX.1.Introduction.	116
IX.2.Etude du voile périphérique.	116
IX.2.1.Mdelisation de la poussée des terres.	116
IX.3.Fondation.	120
IX.3.1.Choix de type de fondation.	120
IX.3.2.Etude de radier.	120
IX.3.2.1.Predimenssionnement de la dalle.	121
IX.3.2.1.Predimenssionnement de la nervure.	122
IX.3.2.2.Ferraillage du radier.	125
IX.3.2.3.Ferraillage de la nervure.	128

Conclusion

Annexe

Introduction générale

I.1.Généralités

I.1.1.Definitions

Avant d'entamer l'étude, nous éclaircissons quelque mot très utilisés dans les chapitres suivants

➤ **Les Actions**

Les actions sont des forces et couples due aux charges appliquées (permanente, climatique, d'exploitation, sismique,...etc) et aux déformations imposées (variation de température, tassement d'appuis ...etc).

On distingue 3 types d'actions

- Les actions permanentes
- Les actions variables
- Les actions accidentelles

➤ **Diaphragme**

Elément horizontal (plancher) ou vertical (remplissage solidaire d'ossature métallique) conçu pour résister aux forces qui agissent dans son plan et les transmettre aux éléments de contreventement

➤ **Eléments structuraux**

- Elément principaux : élément porteur faisant partie du système de contreventement (poutres, poteaux, planchers, voiles, mur ...)
- Eléments secondaires : élément porteur ne faisant pas partie du système de contreventement (murs....)

➤ **Eléments non structuraux**

Eléments n'ayant pas de fonction porteuse ou contreventement (Cloison, acrotère, escalier)

➤ **Site**

Terrain d'implantation retenu pour la construction, caractérisé par un ensemble de conditions géologiques, hydrogéologiques, topographiques et géotechniques

➤ **Spectre de réponse**

Courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur

➤ **Système de contreventement**

Ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la Stabilité vis à vis des forces horizontales engendrées par le vent ou le séisme.

➤ **Voile de contreventement**

Elément porteur rigide en béton- armé destiné à transmettre les Charges latérales dans les fondations

➤ **Joints**

Un joint est une coupure (qui peut s'étendre jusqu'aux fondations) réalisée dans un ouvrage pour le diviser en plusieurs parties, chaque partie pouvant se déplacer ou se déformer librement sans que les sollicitations auxquelles elle est soumise n'influencent sur l'autre partie.

On distingue 3 types de joints :

- **Joint de dilatation**

Ce type de joint est préconisé pour absorber l'action de la variation thermique. Cette coupure se limite au niveau de la superstructure tout en gardant les fondations des blocs solidaires (l'infrastructure n'est pas sollicitée par le gradient thermique)

- **Joint de rupture**

Il est prévu lorsque le sol n'est pas homogène sous la construction ou lorsque les charges sont différentes. Le joint de rupture permet d'éviter les fissures et les dégâts que provoquerait un tassement différentiel du sol

- **Joint de sismique**

D'après Article 2.5.2 de RPA99 : la disposition des joints sismiques peut coïncider avec les joints de dilatation ou de rupture. Pour éviter que 2 parties d'une construction susceptibles d'être mises en mouvement pendant un séisme ne se touchent, on prévoit des joints sismiques dont l'épaisseur devra être calculée conformément aux règles parasismiques en vigueur.

Ils doivent assurer l'indépendance complète des blocs qu'ils délimitent et empêcher leur entrechoquement.

En cas de sol de fondation homogène, il n'est pas nécessaire de les poursuivre en fondation.

*Les joints doivent être plans, sans décrochement et débarrassés de tout matériau ou corps étranger

Ils sont disposés de façon :

- A limiter des longueurs de bâtiments trop importantes
- A séparer les blocs de bâtiments ou ouvrages accolés de géométrie et /ou de rigidités et de masses inégales.
- A simplifier les formes en plan de bâtiments présentant des configurations complexes (forme en T, U, L, H,...).

I.2.Présentation du projet

I.2.1.Introduction

Le projet à étudier est une tour implantée dans la commune de Bir Mourad Rais wilaya d'Alger.

Il est principalement compose :

- De deux sous-sols à usage de parking
- D'un rez-de-chaussée à usage commercial
- De douze étages à usage d'habitation

I.2.2.Caracteristiques géométriques de la structure

I.2.2.a) Pour la partie infrastructure

- Largeur en plan : 25.80 m
- Longueur en plan : 62.80 m

I.2.2.b) Pour la partie superstructure

- Largeur en plan : 15.40 m
- Longueur en plan : 62.80 m
- Hauteur de S/SOL : 2.72 m
- Hauteur du RDC : 3.40 m
- Hauteur des étages courants : 3.40 m
- Hauteur total : 49.64 m (sans acrotère)

I.3. Classification de l'ouvrage selon le RPA99v2003

Le règlement parasismique algérien 99 version 2003 à classer les structures selon plusieurs critères, pour le cas étudié nous avons :

I.3.1. Selon la sismicité de la zone

Notre structure est implantée dans une zone de sismicité élevée : **Zone III**

I.3.2. Selon l'importance d'ouvrage

Notre structure est d'usage d'habitation dont la hauteur dépasse 48 Donc elle est classée dans le groupe d'usage **1B**

I.3.3. Selon la nature de site

D'après le rapport géotechnique le site est classe dans La Catégorie **S2 (site ferme)** avec une contrainte admissible de sol

$$\bar{\sigma} = 1.6 \text{ bars} = 0.16 \text{ MPA}$$

I.3.4. Selon le système de contreventement

En fonction des données géométrique de la structure (hauteur dépasse 33m) le système de contreventement prévu est le suivant :

- **Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles**

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage

I.3.5. Selon la configuration géométrique

- Régularité en plan
- Régularité en élévation

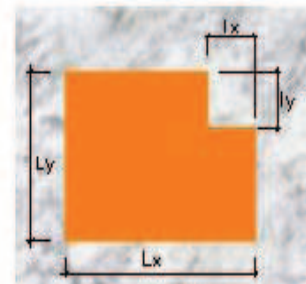
Application :

- **Régularité en plan**

$$\frac{I_x}{L_x} = \frac{9.55}{22.65} = 0.42 \geq 0.25 \text{ Non vérifiée}$$

$$\frac{I_y}{L_y} = \frac{54.90}{62.40} = 0.87 \geq 0.25 \text{ Non vérifiée}$$

- Il suffit qu'un critère n'est pas satisfait, le bâtiment est classé **irrégulier**.



I.4. Conception de la structure

La tour est composée d'un seul bloc sans joint de dilatation

I.4.1. Contreventement

Le contreventement est assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles

I.4.2. Plancher

Nous avons opté pour des dalles pleines au niveau des 2S/Sols et le RDC pour les raisons suivantes :

- Les surcharges sont un peu élevées ($Q=2.5\text{kn/m}^2$)
- La nature d'utilisation (parking + locaux commerciale) qui nécessite un coup feu

Nous avons opté pour des dalles en corps creux au niveau des étages courants pour les raisons suivantes :

- Les surcharges sont modères ($Q=1.5\text{kn/m}^2$)
- Les portées ne sont pas importantes.
- Permettre une bonne isolation phonique
- Point de vue économique

Cependant, les dalles des balcons sont pleines, puisqu'elles présentent des géométries plus ou moins complexes et qui sont difficiles à réaliser en corps creux.

I.4.3. Maçonnerie

- Les façades (murs extérieurs) sont constituées par une double paroi en briques creuses dont l'épaisseur (15+10) cm séparées par une lame d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.
- Le pourcentage des ouvertures dans le mur extérieur est estimé à 30%.

I.4.4. Escalier

Chaque étage comprend deux cages d'escaliers de type droit constituées de 2 paliers et 3 volés

I.5. Les règlements utilisés

L'étude sera menée en utilisant les code de calcul suivant :

- Règlement parasismique Algériennes **RPA99/2003**
- Règles définissant les effets de la neige et du vent **DTR-C2-47-RNV99**
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton arme **BAEL91 version 99**
- Calcul des structures en béton arme **CBA93**
- Document technique règlementaire **DTRBC2-2** : charges permanentes et surcharges d'exploitations

I.6.Caractéristiques des matériaux à utiliser

Le choix du matériau de construction a été fait par le maître de l'ouvrage durant les études préliminaires d'architecture

Le matériau choisi est le béton armé. Il présente les caractéristiques suivantes :

I.6.1.Le béton

Le béton utilisé sera un béton de classe 25 : béton dosé à 350kg/m³ de ciment CPA 325

La résistance de béton à la compression à 28 jours est $f_{c28}=25\text{MPa}$

La résistance du béton à la traction à 28 jours est donnée par la formule suivante $f_{t28}=0.6+0.06f_{c28}=2.1\text{MPa}$

La résistance conventionnelle ultime à la compression est donnée par la formule suivante

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

Où :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{pour les combinaisons fondamentales} \\ 1,15 & \text{pour les combinaisons accidentelles} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{quand la durée d'application des charges considérées est } > 24 \text{ heures} \\ 0,9 & \text{lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures} \\ 0,85 & \text{lorsque elle est inférieure à 1 heure} \end{cases}$$

- La contrainte admissible à l'ELS du béton en compression est :
 $\sigma_{bc}=0,6f_{c28}=15 \text{ MPa}$
- Le module de déformation longitudinale instantané est : $E_j=11000\sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$
- Le module de déformation longitudinal différée est : $E_j=3700\sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$

I.6.2.L'acier

L'acier utilisé sera un acier haute adhérence avec de nuance Fe E50 type 1.

- $f_e=500 \text{ MPa}$
 $\epsilon_e = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$ avec : $E_s= 200\,000 \text{ MPa}$ (Module de Young)
 $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,5 & \text{pour les combinaisons fondamentales} \\ 1,15 & \text{pour les combinaisons accidentelles} \end{cases}$$

- La contrainte admissible à l'ELS de l'acier σ_{st} est pour :
 - Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
 - Fissuration préjudiciable :
$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left\{ 2/3 f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f t_j}) \right\}$$
 - Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} * 0,8$
 $\eta = 1,6$ (coefficient de fissuration)

Evaluation des Actions

La structure est sollicitée principalement par 4 types d'actions

II.1.Charges permanentes

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

II.1.1.Application

II.1.1.a.Les planchers

- Plancher terrasse inaccessible

- Dalle en corps creux (20+5)

1. Plancher (e=20+5) 3.40 KN/m².
2. Forme de pente : 2.20 KN/m².
3. Etanchéité multicouches : 0.12 KN/m².
4. Protection gravillon : 0.80 KN/m².
5. Enduit plâtre : 0.2KN/m²

$$G = 6.72 \text{ KN/m}^2.$$

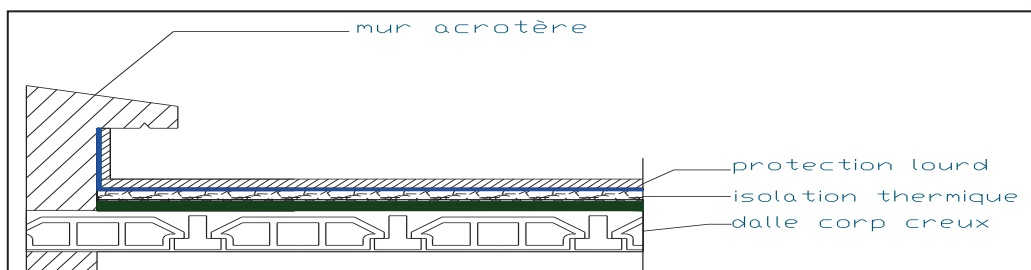


Figure 1: plancher en corps creux (terrasse inaccessible)

- **Plancher étage courant**

- **Dalle en corps creux (20+5)**

1-Plancher (e=20+5)	3.4 KN/m ²
2-Carrelage:.....	0.4 KN/m ²
3-Mortier de pose:	0.4 KN/m ²
4-Lit de sable :	0.34 KN/m ²
5-Plâtre:	0.2 KN/m ²
6-cloison légère	1 KN/m ²

$$G=5.74\text{KN/m}^2$$

- **Plancher RDC+S/SOL**

- **Dalle pleine**

1-Plancher (e=20cm):	5 KN/m ²
2-Carrelage:	0.4 KN/m ²
3-Mortier de pose:	0.4 KN/m ²
4-Lit de sable :	0.34 KN/m ²
5-Plâtre :	0.2 KN/m ²

$$G=6.34\text{KN/m}^2$$

- **Balcons**

- **Dalle pleine**

1 -Dalle (e=16 cm).....	4KN/m ²
2-Revêtement (granito+sable+mortier de pose)	1.16 KN/m ²
3-Enduit de ciment :	0.36KN/m ²

$$G=5.52\text{KN/m}^2$$

II.1.1.b.Les escaliers

• Le palier

1-dalle en B.A(e= 20cm) :	5 KN/m ² .
2 -Carrelage:	0.4KN/m ²
3-Mortier de pose:	0.4KN/m ²
4-Lit de sable :	0.34KN/m ²
5-Enduit de ciment :	0.36 KN/m ² .

$$G = 6.50 \text{ KN/ m}^2$$

• La paillasse

1-Paillasse(e=20 cm) :	(0.2×25)/COSα=5.95KN/m ² .
2-Poids des Marche :	(0.17 ×22)/2=1.87KN/m ²
3-Lit de sable :	0.34KN/m ²
4-Carrelage :	0.40KN /m ²
5-Mortier de pose :	0.40KN/m ²
6-Enduit de ciment :	0.36 KN/m ² .

$$G = 9.32 \text{ KN/ m}^2$$

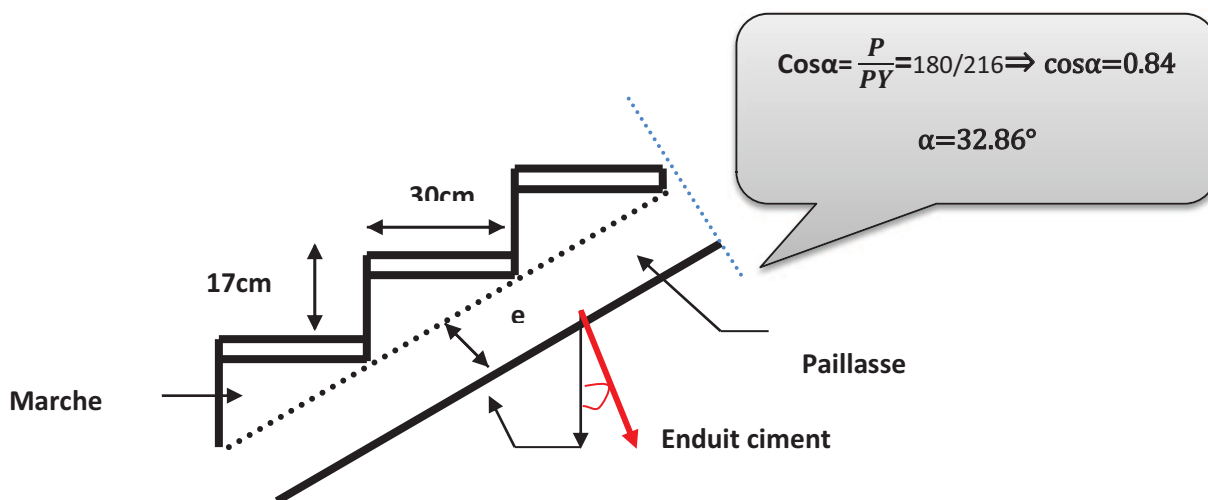


Figure 2 : schéma d'escalier

II.1.1.c.Maçonnerie

- Brique : 15cm 1.30 KN/m².
- Brique : 10cm 0.9KN/m²
- Enduit de ciment : 0.36 KN/ m².
- Enduit plâtre : 0.20 KN/ m².

En considérons les 30 % d'ouvertures

$$G = 1.93 \text{ KN/ m}^2$$

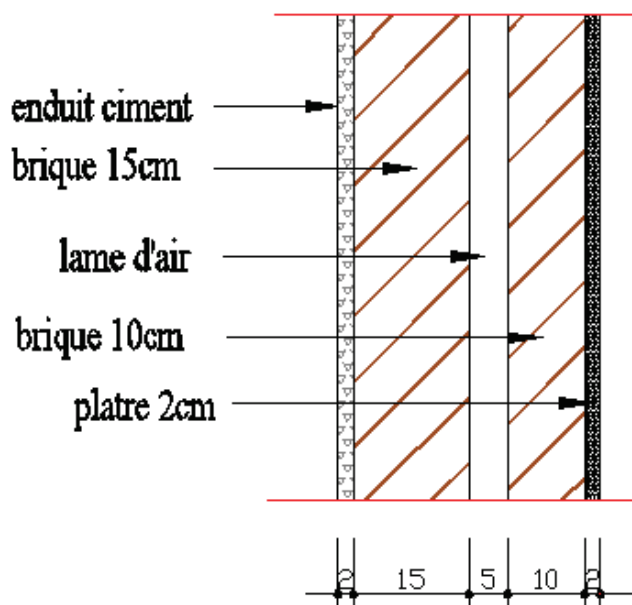


Figure 3 :mur en maçonnerie

II.1.1.d.Acrotère

La surface de l'acrotère est :
 $S=0.058 \text{ m}^2$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$P=(0.058 \times 25)= 1,46 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1.46 \text{ KN/ml}$$

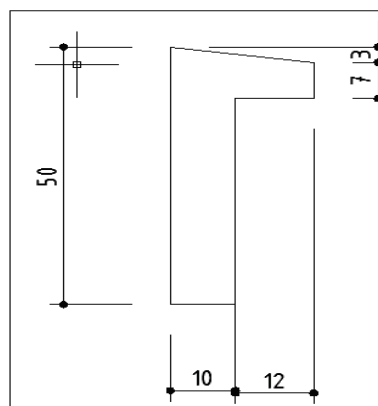


Figure 4 : Acrotère

II.2. Les surcharges d'exploitations

Ces surcharges sont présentées dans le Document Technique Réglementaire D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

II.2.1. Application

- Etage courant

$$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2.$$

- Terrasse inaccessible

$$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2.$$

- Escaliers

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2.$$

- S/SOL+RDC

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

- Balcon

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

Loi de dégression

D'après le DTR des charges et surcharge art 6.3 on adoptera pour le calcul les charges d'exploitations suivantes :

Sous toit ou terrasse..... Q_0

Sous dernier étage..... $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur

Etage 2..... $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Etage 3..... $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Etage 4..... $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Etage n..... $Q_0 + (3 + n/2n) * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

Cette méthode est utilisée dans le cas où les charges d'exploitations sont différentes, ce qui est le cas dans notre structure.

II.3.Action climatique

II.3.1.Action du vent

Ce type de charge sera développé dans l'étude de vent

II.3.2.Action de la température

D'après le CBA 93 art B.5.1 :

- ❖ La distance maximale du bâtiment sans joints de dilatation est :
 - 30 m dans les Wilayas côtières à l'exception d'ORAN, TEMOUCHENT et TLEMCEN qui rentrent dans la catégorie suivante.
 - 25 m dans les autres Wilayas du Tell, des Hauts plateaux et de l'Atlas Saharien
 - 20 m dans le moyen Sud et l'extrême Sud.
- ❖ La variation de la température change selon les régions, d'après le CBA 93 art A.3.1.3.
 - En Algérie du Nord (climat tempéré) : 35°C et -15°C .
 - Pour le proche et le moyen Sud : 45°C et -20°C .
 - Pour l'extrême Sud : $+50^{\circ}\text{C}$ et -30°C

Quand ces distances limites sont dépassées, on tient compte dans les calculs des effets du retrait et des variations de température extérieure à moins que des dispositions spéciales ne soient prises pour pallier ces effets. On admet cependant qu'un léger dépassement des limites précédentes permet de ne prendre en compte qu'une fraction des effets du retrait et des variations de température. Si $L_{\max}$ est la distance maximale entre joints Autorisée et "1" la distance entre joints prévue au projet et si S_{r+t} représente l'une des sollicitations provoquées dans la construction projetée par le retrait et la température, on admet de ne conserver que la fraction de, définie ci-après, de cette sollicitation :

- Si $L < L_{\max}$: $\alpha=0$
- Si $L_{\max} < L \leq 1.25L_{\max}$: $\alpha=4*(L/L_{\max}-1)$
- Si $L > 1.25L_{\max}$: $\alpha= 1$

D'après le CBA93 la température de référence lors de coulage varie entre $+10^{\circ}\text{C}$ et $+25^{\circ}\text{C}$

- **Application**

$L=62.80m$

La tour est implanté à Alger donc $L_{max}=30m$

Danc on est dans le cas ou $L > L_{max}$ **$\alpha=1$**

La variation de la température est entre $35^{\circ}C$ et $-15^{\circ}C$

$$\Delta t_{real}=(-15-35)=-50^{\circ}C$$

$$T_{ref}=20^{\circ}C$$

$$\Delta t=T_{max}-T_{ref}=15^{\circ}C$$

Donc la variation retenue est

$$\Delta T_{ret}=\alpha * \Delta t=1 \times 15=15^{\circ}C$$

Nota :

Le coefficient de dilatation thermique de béton armé égal à 10^{-5}

II.4.Action sismique

Ce type de charge sera développé dans l'étude sismique

III.1.Introduction

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

- La région.
- Le site.
- L'altitude.
- Les dimensions de l'ouvrage.

Application des RNV99

III.2.la vérification de la stabilité d'ensemble

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

Notre construction est de **catégorie I** (art 1.1.3 RNV99).

L'application des RNV 99 exige les étapes suivantes :

III.3. détermination de coefficient dynamique C_d

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

Valeur de C_d

Notre bâtiment est en béton armé, donc on utilise l'abaque ((3.1) ; P51) du **R.N.V version 99** pour :

Sens x

$h = 44,80$ m; $b = 15,40$ m.

Après l'interpolation : $C_d = 0.97$

Sens y

$h = 44,80$ m; $b = 62,80$ m.

Après l'interpolation : $C_d = 0.90$

C_d dans les deux directions est inférieur à 1.2 ; Donc, notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques (Art 3.2 ; page 37).

III.4. Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn}

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée à (Art.3.1.1) du R.N.V version 99

La procédure qui nous convient pour notre cas est :

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

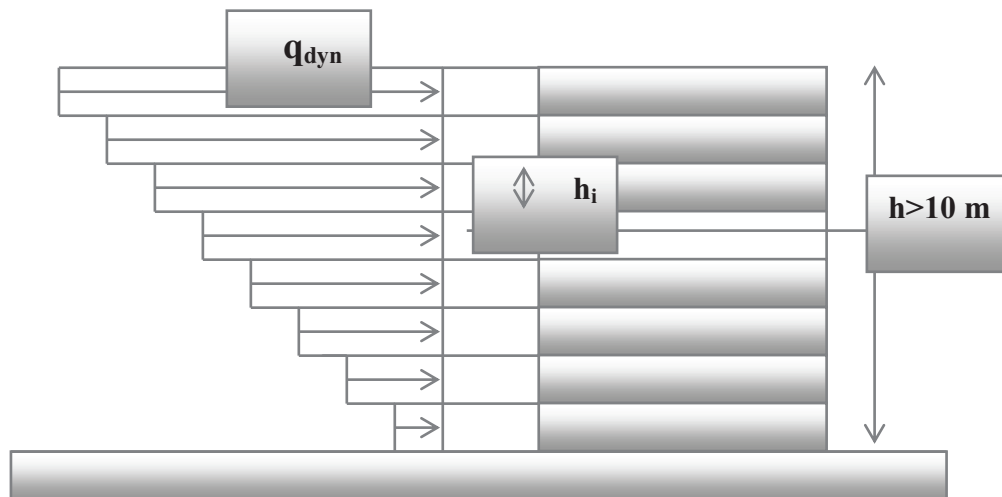


Figure 5 : Répartition de la pression dynamique

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

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

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

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

q_{ref} : Donnée tirée du tableau 2.3 en fonction de la zone de vent.

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

C_e : Coefficient d'exposition au vent.

C_e : Coefficient calculé par la formule :

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

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

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

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

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

K_T : Facteur de terrain.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{min} : Hauteur minimale.

Z : Hauteur considérée.

D'après le tableau (2.4 RNV99) on a :

$K_T = 0,24$.

$Z_0 = 1 \text{ m}$.

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

$Z_j \text{ (m)}$	C_r	C_e	$q_{dyn} \text{ (N/m}^2\text{)}$
1,7	0,12	0,23	132,34
5,1	0,39	0,80	465,63
8,5	0,51	1,12	647,83
11,9	0,59	1,35	777,29
15,3	0,65	1,52	878,87
18,7	0,70	1,67	962,99
22,1	0,74	1,80	1035,05
25,5	0,77	1,91	1098,25
28,9	0,80	2,00	1154,64
32,3	0,83	2,09	1205,61
35,7	0,85	2,17	1252,19
39,1	0,87	2,25	1295,10
42,5	0,89	2,32	1334,91
44,8	0,91	2,36	1360,31

III.5. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}

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

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

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

«S» désigne la surface chargée de la paroi considérée.

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

III.5.1 Parois verticales :

Sens y : $h = 44.80 \text{ m}$; $b = 62.80 \text{ m}$.

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

$$\Rightarrow e = \text{Min} (62.80 / 2 \times 44.80).$$

$$e = 62.80 \text{ m}.$$

b : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction. **b = 62,8 m**

h : La hauteur totale de la construction.

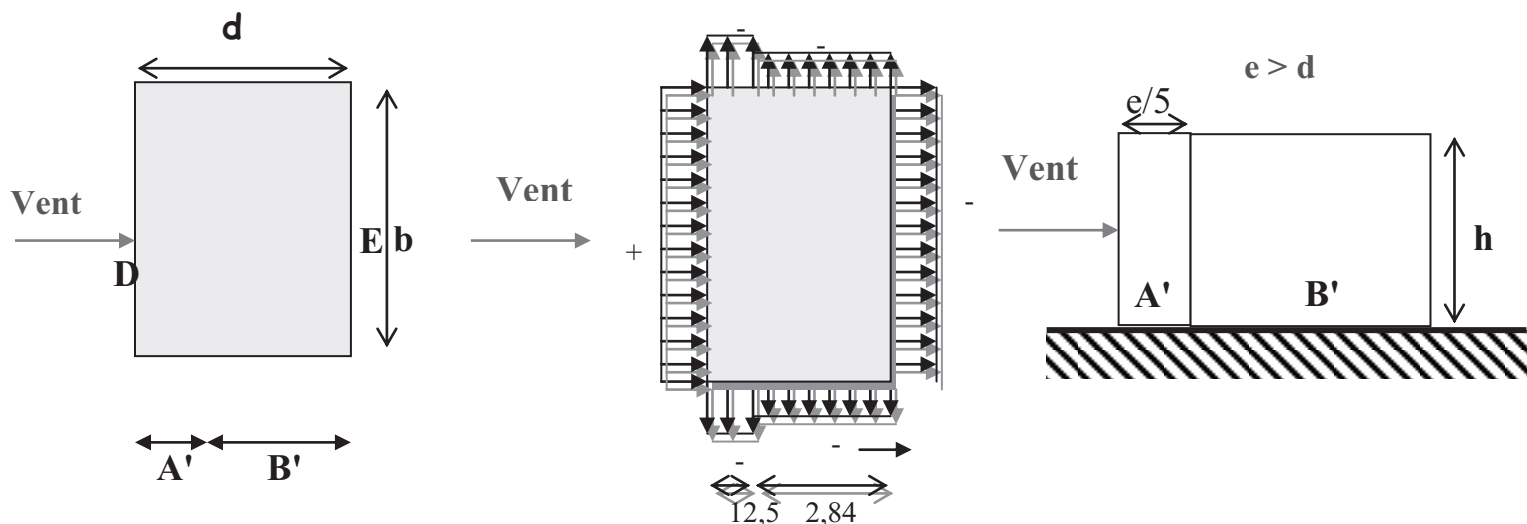


Figure 6 : Vue en plan

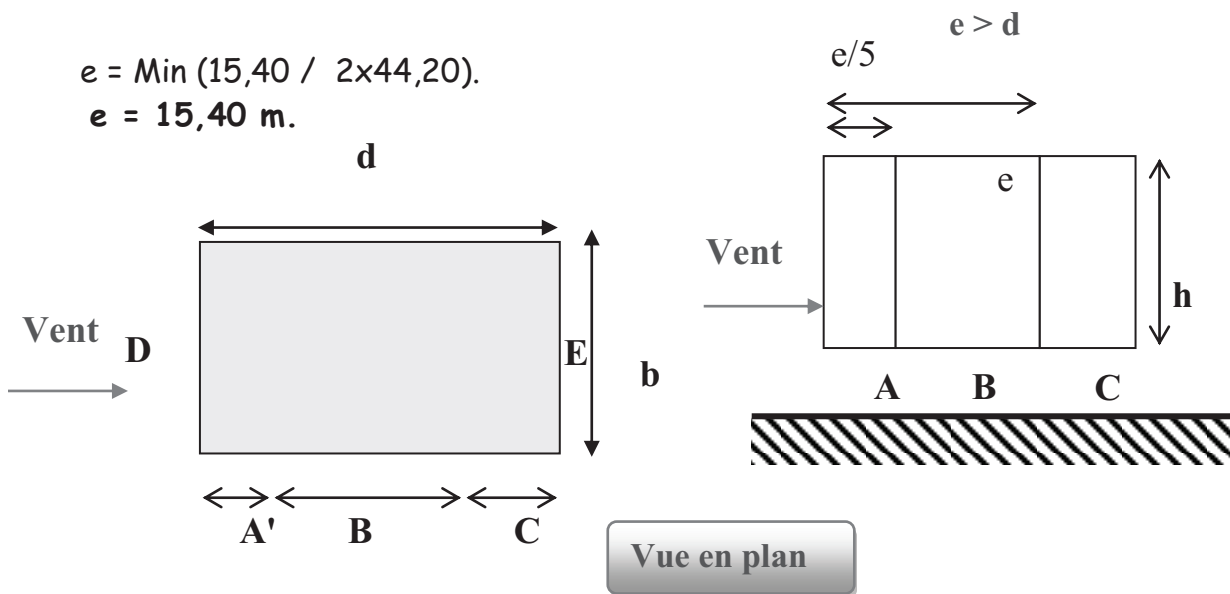
D'après le tableau 5.1 (RNV P.65) on a :

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

Sens x : $h = 44,80\text{m}$; $b = 15,40\text{ m}$.

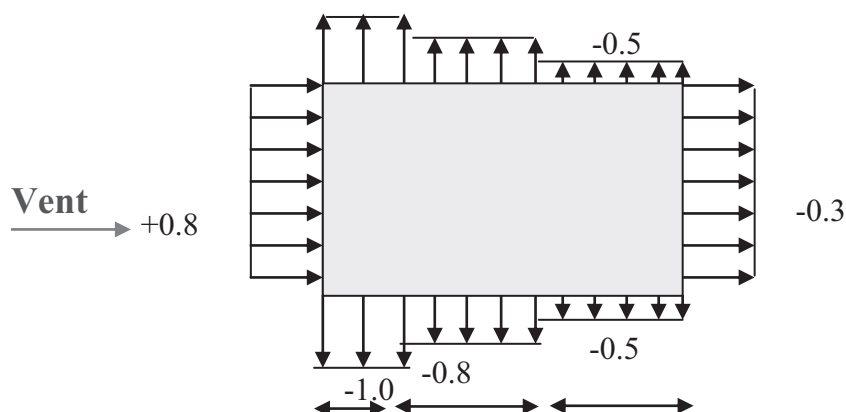
$$e = \text{Min} (15,40 / 2 \times 44,20).$$

$$e = 15,40\text{ m}.$$



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

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

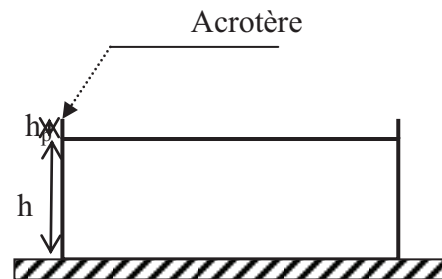
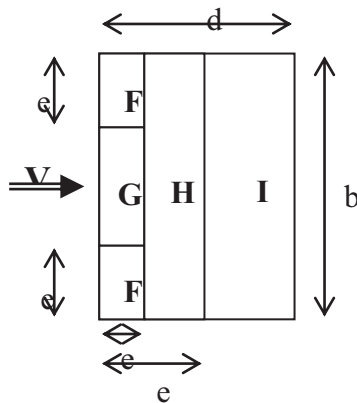


III.5.2 Toitures plates

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

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

b: Dimension du coté perpendiculaire au vent .



		ZONE			
		F	G	H	I
		$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
Avec acrotère	$h_p/h = 0,025$	-1,6	-1,1	-0,7	$\pm 0,2$

Dans notre cas $h_p/h = 0.6/44,8 = 0,013$.

III.6.Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi}

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées : $C_{pi} = 0.8$ et $C_{pi} = -0.5$ (art 2.2 P78).

III.7.Détermination du coefficient de pression de vent C_p

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

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

Alors on a les tableaux suivants :

Zone	C_{pi}	$C_{pe} = C_{p10}$	C_p
AA'	0,8	-1	-1,8
BB'	0,8	-0,8	-1,6
C	0,8	-0,5	-1,3
D	0,8	0,8	0
E	0,8	-0,3	-1,1
F	0,8	-1,6	-2,4
G	0,8	-1,1	-1,9
H	0,8	-0,7	-1,5
I	0,8	-0,2	-1
I	0,8	0,2	-0,6

Zone	C_{pi}	$C_{pe} = C_{p10}$	C_p
AA'	-0,5	-1	-0,5
BB'	-0,5	-0,8	-0,3
C	-0,5	-0,5	0
D	-0,5	0,8	1,3
E	-0,5	-0,3	0,2
F	-0,5	-1,6	-1,1
G	-0,5	-1,1	-0,6
H	-0,5	-0,7	-0,2
I	-0,5	-0,2	0,3
I	-0,5	0,2	0,7

III.8.Calcul de la pression due au vent

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

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

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

C_d : Coefficient dynamique.

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

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

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

On prend par exemple

$$\left\{ \begin{array}{l} Z_j = 25,5 \text{ m} \\ q_{dyn} = 1098,2522 \text{ N/m} \end{array} \right.$$

Pour $C_{pi} = 0.8$:

Sens x

Zone	C_{pe}	W_j	C_d	Q_j
A'	-1	-1976,85	0,97	-1917,5
B'	-0,8	-1757,20	0,97	-1704,5
C	-0,5	-1427,72	0,97	-1384,9
D	0,8	0	0,97	0
E	-0,3	-1208,07	0,97	-1171,8

Sens y

Zone	C_{pe}	W_j	c_d	q_j
A'	-1	-1976,85	0,9	-1779,2
B'	-0,8	-1757,2	0,9	-1581,5
D	0,8	0	0,9	0
E	-0,3	-1208,08	0,9	-1087,3

Pour $C_{pi} = - 0.5$:

Sens x

Zone	C_{pe}	W_j	c_d	q_j
A'	-1	-549,13	0,97	-532,65
B'	-0,8	-329,48	0,97	-319,59
C	-0,5	0	0,97	0
D	0,8	1427,73	0,97	1384,9
E	-0,3	219,65	0,97	213,06

Sens y

Zone	C_{pe}	W_j	c_d	q_j
A'	-1	-549,13	0,9	-494,21
B'	-0,8	-329,48	0,9	-296,53
D	0,8	1427,73	0,9	1284,96
E	-0,3	219,65	0,9	197,68

III.9.Calcul des forces de frottement

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

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

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

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

Z_j : La hauteur du centre de l'élément j.

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

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

D'après le tableau (2.1 RNV99).

Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles les rapports $\frac{d}{b} \geq 3$, et $\frac{d}{h} \geq 3$, soient vérifiés, ou « b » est la dimension de la construction perpendiculaire au direction du vent, « h » la hauteur de la construction, et « d » la dimension de la construction parallèle à la direction du vent.

Sens x:

b = 15,4 m; d = 62,8 m; h = 44,8 m.

$$\frac{d}{b} = \frac{62,8}{15,4} = 4,08 > 3 \quad \text{vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{62,4}{44,8} = 1,39 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

Sens y:

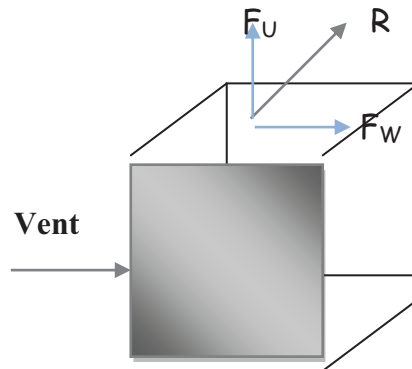
b = 62,8 m; d = 15,4 m; h = 44,8m.

$$\frac{d}{b} = \frac{15,4}{62,8} = 0,24 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{15,4}{44,8} = 0,34 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

III.10.Détermination de la force résultante

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



F_w : Correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

F_u : Composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$R = \sum (q_i \times S_i) + \sum F_{frj}$$

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

q_j : Pression du vent exercée sur l'élément de surface j.

S_j : Aire de l'élément de surface j.

F_{frj} : Forces de frottement.

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant pour $C_{pi}=0,8$

etage	Zj (m)	Cp	s(x,x)m ²	s(y,y) m ²	Qdyn (N/m2)	qi(x)	qj(y)	R(x)KN	R(y)KN	zone
RDC	1,7	-1,1	49,28	200,96	132,34	-141,2	-131,02	-6,959	-26,330	E
1	5,1	-1,1	49,28	200,96	465,63	-496,8	-460,98	-24,484	-92,638	E
2	8,5	-1,1	49,28	200,96	647,8	-691,2	-641,36	-34,064	-128,88	E
3	11,9	-1,1	49,28	200,96	777,29	-829,3	-769,52	-40,871	-154,64	E
4	15,3	-1,1	49,28	200,96	878,8	-937,7	-870,08	-46,212	-174,85	E
5	18,7	-1,1	49,28	200,96	962,9	-1027,5	-953,36	-50,635	-191,58	E
6	22,1	-1,1	49,28	200,96	1035,05	-1104,4	-1024,7	-54,424	-205,92	E
7	25,5	-1,1	49,28	200,96	1098,25	-1171,8	-1087,2	-57,748	-218,49	E
8	28,9	-1,1	49,28	200,96	1154,64	-1232	-1143	-60,713	-229,71	E
9	32,3	-1,1	49,28	200,96	1205,61	-1286,3	-1193,5	-63,393	-239,85	E
10	35,7	-1,1	49,28	200,96	1252,19	-1336	-1239,6	-65,842	-249,12	E
11	39,1	-1,1	49,28	200,96	1295,10	-1381,8	-1282,1	-68,098	-257,66	E
12	42,5	-1,1	49,28	200,96	1334,9	-1424,3	-1321,5	-70,192	-265,58	E
Acrotère	44,8	-2,4	9,24	37,68	1360,3	-3166,8	-2938,2	-29,261	-110,71	F
/	44,8	-1,9	9,24	37,68	1360,3	-2507	-2326,1	-23,165	-87,648	G
/	44,8	-1,5	9,24	37,68	1360,3	-1979,2	-1836,4	-18,288	-69,196	H
/	44,8	-1	9,24	37,68	1360,3	-1319,5	-1224,2	-12,192	-46,13	I
/	44,8	-0,6	9,24	37,68	1360,3	-791,7	-734,56	-7,315	-27,678	I
la somme								-733,86	-2776,6	

$R_1(x)= 733,86 \text{ KN}$

et

$R_1(y)= 2776,6 \text{ KN}$

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivants pour $C_{pi} = -0,5$

$C_{pi} = -0,5$	Z_j (m)	C_p	$s(x,x)m^2$	$s(y,y)m^2$	Q_{dyn} (N/m ²)	$q_i(x)$	$q_j(y)$	$R(x)KN$	$R(y)KN$	zone
etage										
RDC	1,7	1,5	49,3	201,0	132,3	192,6	178,7	9,5	35,9	E et D
1,0	5,1	1,5	49,3	201,0	465,6	677,5	628,6	33,4	126,3	E et D
2,0	8,5	1,5	49,3	201,0	647,8	942,6	874,6	46,5	175,8	E et D
3,0	11,9	1,5	49,3	201,0	777,3	1131,0	1049,3	55,7	210,9	E et D
4,0	15,3	1,5	49,3	201,0	878,9	1278,8	1186,5	63,0	238,4	E et D
5,0	18,7	1,5	49,3	201,0	963,0	1401,2	1300,0	69,0	261,3	E et D
6,0	22,1	1,5	49,3	201,0	1035,1	1506,0	1397,3	74,2	280,8	E et D
7,0	25,5	1,5	49,3	201,0	1098,3	1598,0	1482,6	78,7	298,0	E et D
8,0	28,9	1,5	49,3	201,0	1154,6	1680,0	1558,8	82,8	313,2	E et D
9,0	32,3	1,5	49,3	201,0	1205,6	1754,2	1627,6	86,4	327,1	E et D
10,0	35,7	1,5	49,3	201,0	1252,2	1821,9	1690,5	89,8	339,7	E et D
11,0	39,1	1,5	49,3	201,0	1295,1	1884,4	1748,4	92,9	351,4	E et D
12,0	42,5	1,5	49,3	201,0	1334,9	1942,3	1802,1	95,7	362,2	E et D
Acrotère	44,8	-1,1	9,2	37,7	1360,3	-1451	-1346,7	-13,4	-50,7	F
/	44,8	-0,6	9,2	37,7	1360,3	-791,7	-734,6	-7,3	-27,7	G
/	44,8	-0,2	9,2	37,7	1360,3	-263,9	-244,9	-2,4	-9,2	H
/	44,8	0,3	9,2	37,7	1360,3	395,9	367,3	3,7	13,8	I
/	44,8	0,7	9,2	37,7	1360,3	923,7	857,0	8,5	32,3	I
la somme								866,7	3279,4	

$$R_2(x) = 866,7 \text{ KN}$$

et

$$R_2(y) = 3279,4 \text{ KN}$$

Alors :

$$R(x) = \max \{ R_1(x), R_2(x) \} = 866,7 \text{ KN}$$

$$R_2(y) = \max \{ R_1(y), R_2(y) \} = 3279,4 \text{ KN}$$

Prédimensionnement

Il a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point du vue coffrage de chaque élément constituant l'ouvrage

IV.1.Prédimensionnement des éléments structuraux

IV.1.1.Prédimensionnement des planchers

Définition

Les planchers sont des éléments de structures plans, d'épaisseur faible par rapport à ses deux autre dimensions .parmi leur fonction principales, on site :

- **Fonction résistance** : les plancher supporte leur poids propre et les surcharges d'exploitations
- **Fonction isolation** : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages

IV.1.1.a.plancher en dalle pleine

L'épaisseur du plancher est déterminée par les conditions suivantes :

- **Résistance au feu**
 - $e = 7\text{cm}$ Pour une heure de coupe de feu.
 - $e = 11\text{cm}$ Pour deux heures de coupe-feu.
 - $e = 17,5\text{ cm}$ Pour un coupe-feu de quatre heures.

On admet : $e = 16\text{cm}$

- **Résistance à la flexion**
 - Dalle reposant sur deux appuis : $Lx/35 \leq e \leq Lx/30$
 - Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $Lx/50 \leq e \leq Lx/40$

Lx : étant la plus petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas la dalle repose sur quatre cotes car le rapport largeur/longueur est compris entre $0,4 < \frac{Lx}{Ly} < 1$

$Lx = 5.00\text{m}$ $Ly = 5.40\text{m}$

$$500/50 \leq e \leq 500/40$$

$$10 \leq e \leq 12.5$$

On admet: **e=12cm**

- **Isolation phonique**

Selon les règles BAEL91, l'épaisseur des planchers doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite notre épaisseur à **e=16cm**

De ces trois conditions on choisit :e=20cm

Nota : on a choisi une épaisseur de 20 cm car ces dalles subies des charges dynamiques (parking de véhicules)

V.1.1.b.Plancher en corps creux

- **Formule empirique :**

Pour les planchers à corps creux, l'épaisseur est conditionnée par la formule suivante:

$$e > \frac{L}{22,5}$$

L : Plus grande portée dans le sens considéré.

$$e \geq \frac{500}{22,5} = 22,22 \text{ cm}$$

On admet e=25cm

tel que :

d = 20 cm (hauteur du corps creux)

h = 05 cm (hauteur de la dalle de compression)

Remarque

Concernant le prédimensionnement des dalles des balcons; l'épaisseur est conditionnée par la formule suivante :

$$e > \frac{L}{20} + 7$$

Avec L=1,4m donc **e=16cm**

IV.1.2.Prédimensionnement des poutres

Selon le BAEL91, et dans le but d'éviter la vérification de la flèche, La hauteur h des poutres est déterminée par la formule suivante :

$$L_{\max}/15 \leq h \leq L_{\max}/10$$

$L_{\max}$ étant la portée maximale de la poutre.

- **Sens longitudinal**

$$L_{\max} = 5.40\text{m} \rightarrow 540/15 \leq h \leq 540/10 \rightarrow 36 \leq h \leq 54$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

- **Vérification des conditions du RPA99 Art 7.5.1**

Pour la (zone III), le RPA impose de vérifier les conditions suivantes :

- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée
- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 35 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée
- $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 45/35 = 1.29 < 4 \dots\dots\dots$ vérifiée

- **Sens transversal**

$$L_{\max} = 5.00\text{m} \rightarrow 500/15 \leq h \leq 500/10 \rightarrow 33.33 \leq h \leq 50$$

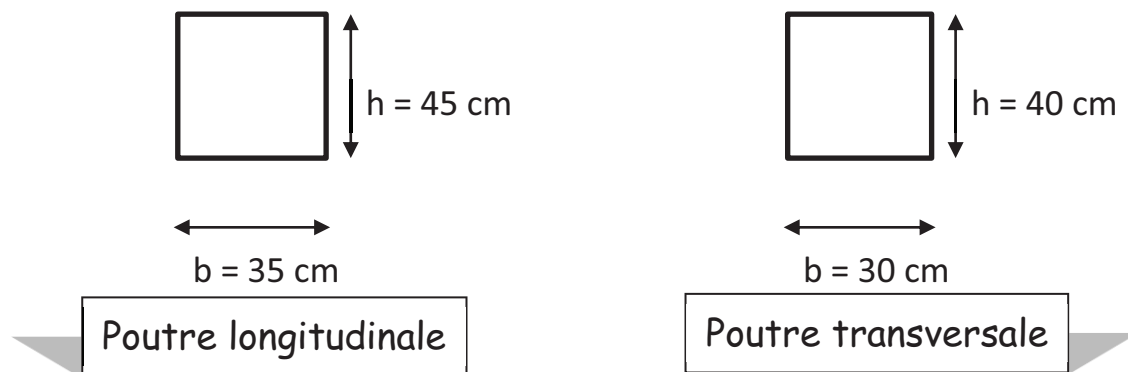
$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

- Vérification des conditions du RPA99 Art 7.5.1

Pour la (zone III), le RPA impose de vérifier les conditions suivantes :

- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$ vérifiée
- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$ vérifiée
- $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 40/30 = 1.5 < 4$ vérifiée



- Poutre palière

Dans notre cas, la poutre palière est de forme brisé pour supporter les deux paliers

$$L_{\max} = 5.00\text{m} \rightarrow 500/16 \leq h \leq 500/10 \rightarrow 31.25 \leq h \leq 50$$

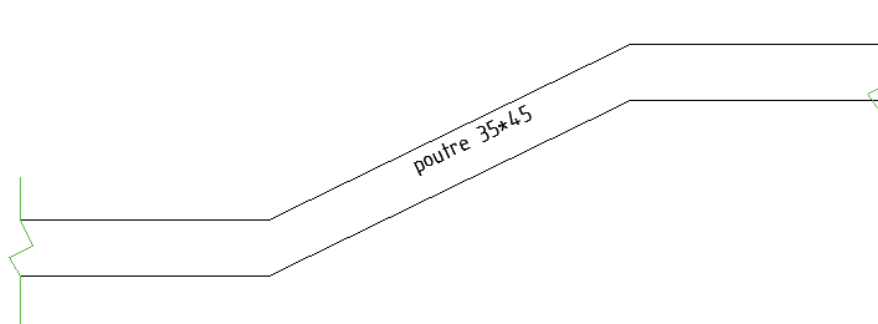
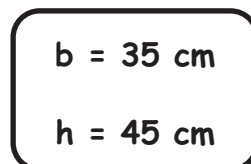


Figure 7 : poutre palière brisé

IV.1.3.prédimensionnement des poteaux

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée, les règles du BAEL91 préconisent de prendre la section réduite

D'après l'article B.8.4.1 du BAEL91 : l'effet normal ultime N_U d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante:

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

D'où B_r doit être supérieure à la valeur suivante

$$B_r \geq \beta N_u / ((f_{bc}/0.9) + 0.85(f_e/\gamma_s) (A/B_r))$$

Tel que:

B_r : section réduite du poteau

Pour une section carrée $B_r = (a - 0,02)^2$

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

$$f_{bc} : 0.85f_{c28}/\gamma_b = 14,17 \text{ MPa}$$

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

f_e : la limite d'élasticité de l'acier utilisé

$$f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b : 1.5$$

$$\gamma_s : 1.15$$

β : C'est la correction qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0.2 (\lambda/35)^2 \dots\dots\dots \lambda \leq 50$$

$$\beta = 0.85\lambda^2/1500 \dots\dots\dots 50 \leq \lambda \leq 70$$

On fixe $\lambda = 35$ (stabilité vis à vis du flambement) $\Rightarrow \beta = 1.2$

D'après le BAEL91 $A_{\min} = \text{Max} (4u, 0.2\%B)$ et d'après le RPA 99 pour une

zone III; $A_{\min} = 0.9\% B \Rightarrow A/B_r \approx 0.9\%$

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

$$N_g = G \times S_{off}$$

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

- AN:

$$Br \geq 0,652 N_u$$

a)Calcul de surface revenant au Poteau

S= la surface offerte au poteau le plus sollicité

$$S = 5,4 \times 5 = 27,00 \text{ m}$$

Pour ne pas tenir compte du poids du poteau et pour plus de sécurité, on major la surface par 10%

Donc : $S = 29,7 \text{ m}^2$

b)Calcul des charges et surcharges revenant au poteau

- Plancher terrasse

Plancher		Poutre		surchage	
G (KN/m²)	6 ,72	G(sens longitudinal) (KN)	21,26	Q (KN/m²)	1
Surface (m²)	29,7	G(sens transversal) (KN)	15	Surface(m²)	29,7
G*surface (KN)	199,56			Q*surface(KN)	29,7
G _{total} (KN)	235,84				
Q _{total} (KN)	29,7				

- Plancher étage courant:

Plancher		Poutre		surchage	
G (KN/m²)	5,74	G(sens longitudinal) (KN)	21,26	Q (KN/m²)	1,5
Surface (m²)	29,7	G(sens transversal) (KN)	15	Surface(m²)	29,7
G*surface (KN)	170,48			Q*surface(KN)	44,55
G _{total} (KN)	206,74				
Q _{total} (KN)	44.55				

- Plancher RDC+S/SOL:

Plancher		Poutre		surcharge	
G (KN/m ²)	6,34	G (sens longitudinal) (KN)	21,26	Q (KN/m ²)	2,5
Surface (m ²)	29,7	G (sens transversal) (KN)	15	Surface(m ²)	29,7
G *surface (KN)	188,30			Q *surface(KN)	74,25
G_{total} (KN)	224,56				
Q_{total} (KN)	74,25				

Les charges appliquées et les sections retenus pour le poteau le plus sollicitée sont illustrées dans le tableau suivant :

Niveau k	G (KN)	N_G (KN)	Q (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	B_r (cm ²)	a (cm)	$a' = a \cdot 1.2$ (cm)	section (cm ²)
12 ^{ème}	235,84	235,84	29,7	29,7	362,93	236,63	15,38	18,46	55x55
11 ^{ème}	206,74	442,58	44,55	74,25	708,85	462,17	21,50	25,80	55x55
10 ^{ème}	206,74	649,32	44,55	118,8	1054,78	687,72	26,22	31,47	55x55
9 ^{ème}	206,74	856,06	44,55	163,35	1400,71	913,26	30,22	36,26	60x60
8 ^{ème}	206,74	1062,8	44,55	207,9	1746,63	1138,80	33,75	40,50	60x60
7 ^{ème}	206,74	1269,54	44,55	252,45	2092,55	1364,34	36,94	44,32	65x65
6 ^{ème}	206,74	1476,28	44,55	297	2438,48	1589,89	39,87	47,85	65x65
5 ^{ème}	206,74	1683,02	44,55	341,55	2784,4	1815,43	42,61	51,13	70x70
4 ^{ème}	206,74	1889,76	44,55	386,1	3130,33	2040,98	45,18	54,21	70x70
3 ^{ème}	206,74	2096,5	44,55	430,65	3476,25	2266,52	47,61	57,13	75x75
2 ^{ème}	206,74	2303,24	44,55	475,2	3822,17	2492,05	49,92	59,90	75x75
1 ^{ème}	206,74	2509,98	44,55	519,75	4168,1	2717,60	52,13	62,56	80x80
RDC	224,56	2734,54	74,25	594	4582,63	2987,87	54,66	65,59	80x80
1S/Sol	224,56	2959,1	74,25	668,25	4997,16	3258,15	57,08	68,50	80x80
2S/Sol	224,56	3183,66	74,25	742,5	5411,69	3528,42	59,40	71,28	80x80

Remarque

- Pour tenir compte de l'effet sismique on prend une majoration de $a'=ax1,2$
- La raideur du poteau doit être supérieure à la raideur de la poutre (vérifiée) Avec $k=\frac{I}{L}$
- La loi de la dégression des surcharges d'exploitations est prise en compte

Vérification des conditions du RPA99 : Art 7.4.1

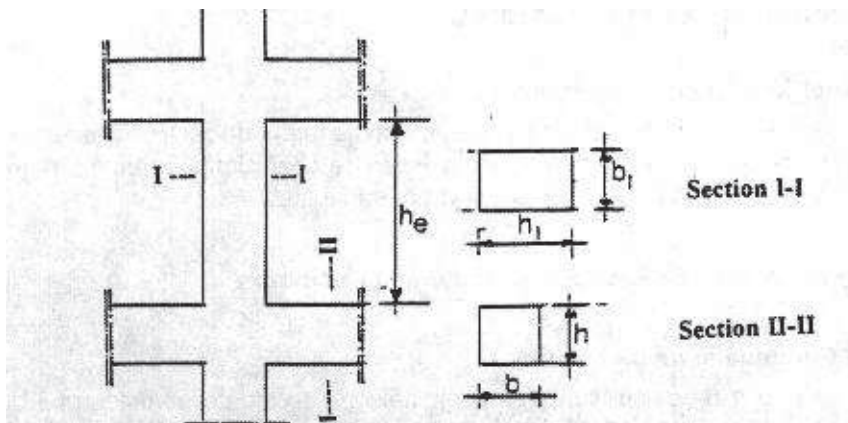


Figure . Coffrage des poteaux

Notre structure est située en zone III :

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

Pour les poteaux circulaires, le diamètre D devra satisfaire les conditions ci-dessous:

- $D \geq 35 \text{ cm}$ en zone III
- $D \geq h_e/15$

On remarque que tous ces conditions sont vérifiées

Nota :

D'après RPA art7.4.1

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux.

IV.1.4.Prédimmenssionnement des voiles :RPA99 Art7.7.1

Les éléments satisfaisant la condition ($L \geq 4 e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. Avec :

L : porté du voile.

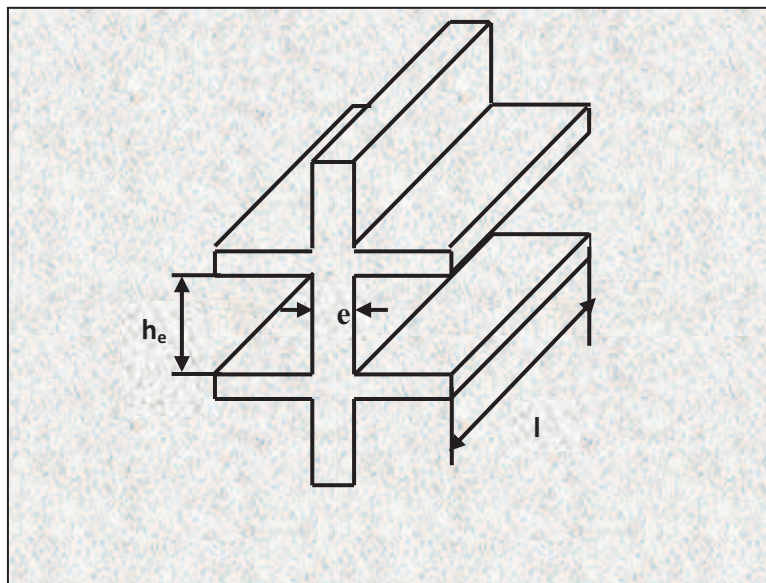
e : épaisseur du voile.

Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent)

et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

L'épaisseur minimale est de 15 cm , de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux Extrémités comme indiquées dans La figure 7.8



Coupe en élévation

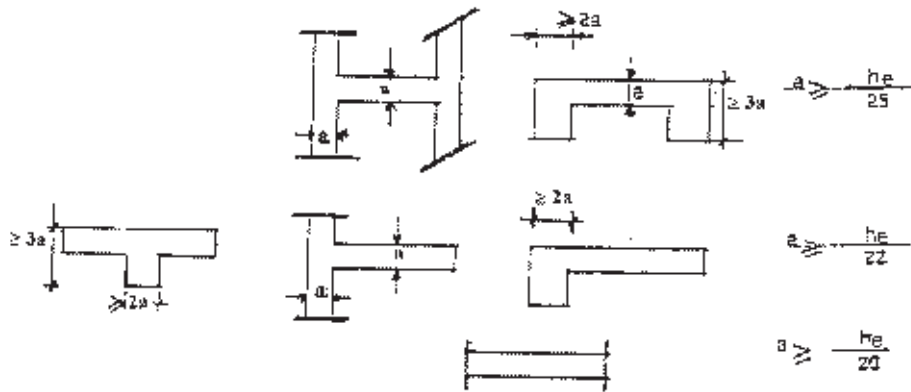


Fig. 7.8 : Coupes de voiles en plan

Soit :

$$e \geq \text{Max} (h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

h_e = hauteur d'étage

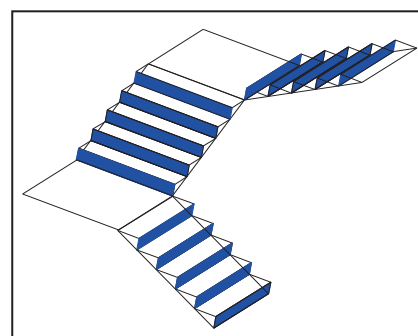
$$e \geq \max \{15, 340/25, 340/22, 340/20\}$$

On adopte une épaisseur du voile : $e=20\text{cm}$

IV.2.Prédimensionnement des éléments non structuraux

IV.2.1.Prédimensionnement des escaliers

Un escalier est un ouvrage en béton armé en bois ou en métal qui permet de passer d'un niveau à un 'autre dans une construction. Notre structure est munie d'escaliers en béton armé composé de 3 volées et 2 paliers de repos



Les dimensions de l'escalier doivent respectées la règle de blondel :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{ cm}$$

$$22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$$

$$60\text{ cm} \leq 2H+G \leq 64\text{ cm}$$

- Etage courant

Hauteur d'étage : $h_e = 3.40 \text{ m}$ / Giron : $g = 30 \text{ cm}$

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

Pour $h=17 \text{ cm}$ on aura 7 marches pour la première et la dernière volée et 6 marches pour l'intermédiaire.

L'inclinaison de la paillasse : $\text{tga} = 1,19 / 1,8 \Rightarrow \alpha = 32,86^\circ$.

On calcul l'épaisseur de la paillasse pour la première volée (le cas le plus défavorable)

La longueur de la paillasse pour la première volée est :

$$L_T = 1,19/\sin\alpha + 2.08 + 1.12 = 5,39 \text{ m}$$

L'épaisseur de la paillasse sera déterminée par la condition suivante :

$$L_T/30 \leq e \leq L_T/20$$

$$\Rightarrow 5.39/30 \leq e \leq 5.39/20 \Rightarrow 17,97 \text{ cm} \leq e \leq 26,95 \text{ cm}.$$

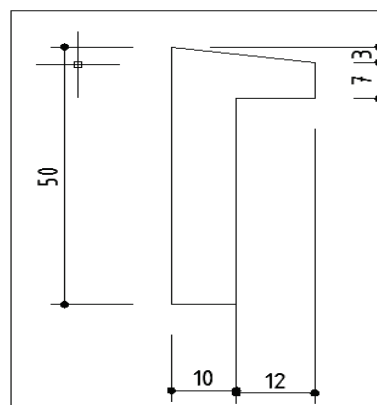
Nota

On conserve l'épaisseur de la paillasse $e=20 \text{ cm}$ pour tous les niveaux

IV.2.2.Prédimensionnement de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité réalisé en béton armé contournant le sommet de bâtiment .Conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviale

Dans notre cas la terrasse est inaccessible, donc on a choisi un acrotère d'une hauteur de 50cm



Modélisation de la structure

V.1.Introduction

On dispose actuellement de nombreux logiciels basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F) nous permettons d'analyser des structures simples ou très complexes avec une précision de calcul acceptable. L'évolution technologique importante qu'a connue le domaine de l'informatique a permis la vulgarisation de l'outil informatique d'une part et la miniaturisation des composants d'autre part, ce qui explique une large utilisation de ces dits logiciels en notre ère.

Autrefois, une analyse d'une structure nécessitait de gros moyens (Mainframe) et parfois la taille du problème (nombre d'éléments, de nœuds, de DDL.....etc) est limité par la taille de la mémoire de la machine.

De nos jours, on peut lancer une analyse non linéaire d'une structure ayant un nombre d'éléments et de DDL assez grand sur un micro-ordinateur portable.

La méthode des éléments finis a révolutionnée les méthodes de calcul de structure en apportant des solutions aux problèmes liés aux formes géométriques complexes de structures, ou à un mode de chargement compliqué ou finalement à des conditions d'appuis variées. Un autre avantage de cette méthode est le temps de calcul qui est relativement court.

Toutefois, le "Output" (résultats) est fonction du "Input" des données (géométriques, mécaniques,.....etc).

De ce fait il est indispensable pour l'utilisateur de ces logiciels d'avoir une bonne maîtrise des fondements de la méthode des éléments finis et de la mécanique des structures.

V.2. Principe de la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est une méthode approchée qui représente un milieu continu par des systèmes discrets équivalents.

De ce fait, un milieu continu avec un nombre de degré de liberté infini est modélisé par un système équivalent constitué d'un nombre défini de degré de liberté (D.D.L).

Ainsi, une structure de bâtiment par exemple, analysée par la M.E.F est subdivisée en un certain nombre d'éléments de forme géométrique simple, inter connectés à un nombre défini de points connus sous l'appellation de "**Points Nodaux**". **C'est la discrétisation.**

Les différentes parties de la structure sont modélisés et discrétisés par des éléments pouvant reproduire leurs comportements. Ainsi, l'élément choisi pour représenter un voile n'est pas celui d'un poteau ou une poutre.

Par la suite des fonctions déplacements sont choisies pour représenter la variation des déplacements à l'intérieur de chaque élément, et, en utilisant le principe de minimisation de l'énergie potentiel, une matrice de rigidité, reliant les "forces" aux "déplacements" nodaux, est établie.[K]

Des fonctions déplacements de ce genre, tendent à approcher le champ de déplacement réel sur tout l'élément.

Cette technique représente la formulation déplacement de la M.E.F ;

Il en existe deux autres, formulation contrainte et hybride.

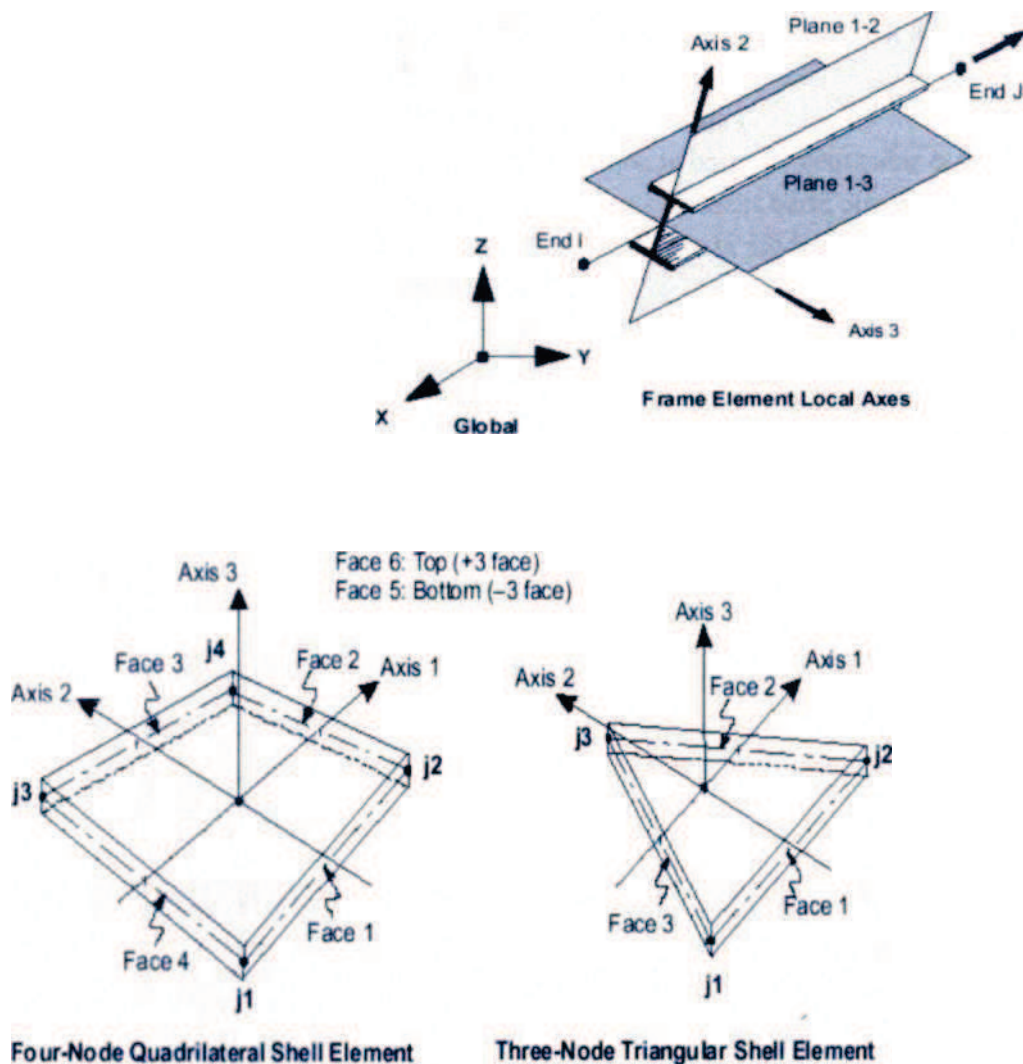
V.3.Description du logiciel ETABS 9.7.0

L'ETABS 9.7.0 "Extended Three Dimensional Analyse of Building System" est un logiciel de calcul et de conception, il est particulièrement adapter aux bâtiments. Il permet en un même environnement la saisie graphique des formes les plus variées des ouvrages de B.T.P en offrant une bibliothèque d'éléments permettant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre aussi de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

V.3.1. Système de coordonnées

Pour définir une structure et son système de chargement, deux types de coordonnées sont utilisés :

- Le système global de coordonnées : est un système arbitraire dans l'espace, il est utilisé pour définir les coordonnées des nœuds et pour donner la direction des charges.
- Le système local de coordonnées : est associé à chaque élément et il est utilisé pour la spécification des charges locales et pour l'interprétation des efforts et par conséquent les résultats.



Axes locaux et globaux de l'ETABS 9.7

V.3.2. Modélisation

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements de la structure,...etc.) de façon interactive et totalement graphique, numérique ou combinées, en utilisant les innombrables outils disponibles.

En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portiques, treillis, dalle, voile) chacun défini dans sa base graphique correspondante, ensuite assemblée en schéma final de calcul, pendant que la compatibilité des connections s'effectue automatiquement.

V.3.2.1. Choix des éléments

a. Eléments "FRAME" - type poteau et poutre

C'est l'élément unidimensionnel ayant six degrés de libertés aux nœuds, 3 translations et 3 rotations permettant de reprendre les 3 efforts et les 3 moments. Il est utilisé dans la modélisation des poteaux et poutres.

b. Elément "SHELLS"

C'est l'élément à deux dimensions ayant six degrés de libertés par nœuds. Il est utilisé pour la modélisation des voiles, dalles et coques.

V.3.2.2. Discretisation des éléments

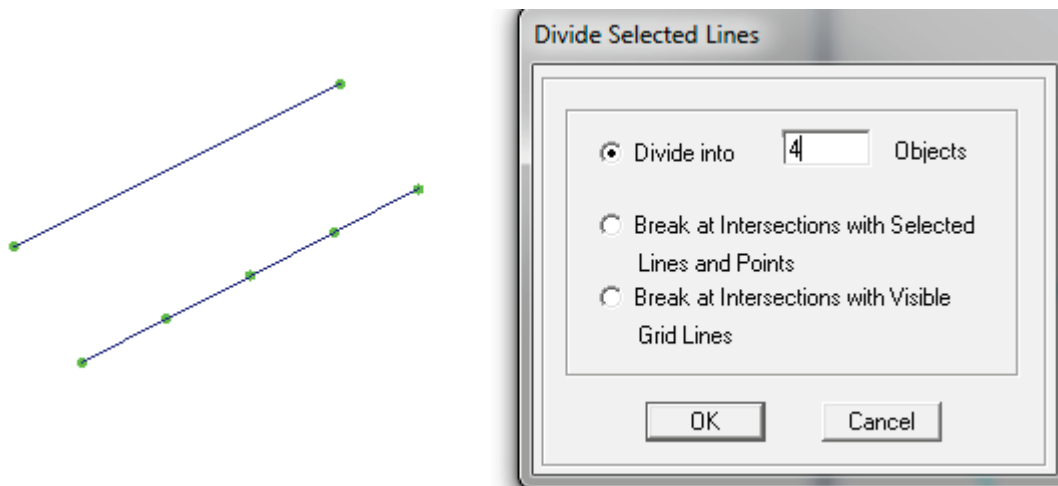
La M.E.F étant une méthode approchée, l'élément choisi (Frames ; Shells,...) pour modéliser l'élément structurel doit être subdivisé en un certain nombre d'éléments pour justement approcher la solution exacte.

L'optimum est défini par la courbe de convergence.

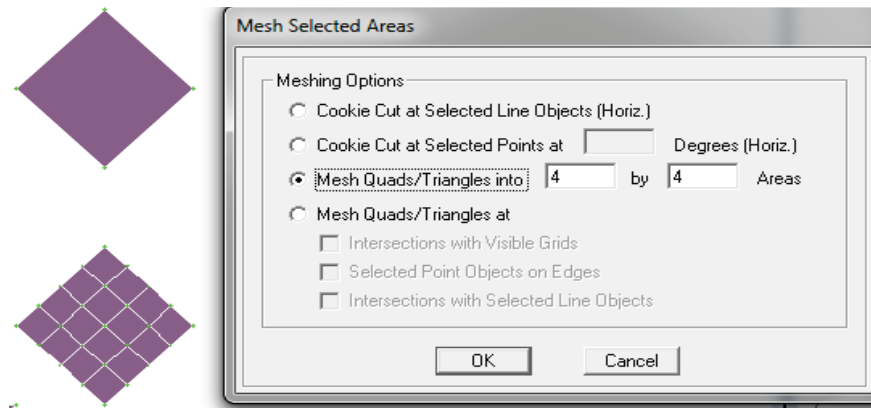
Dans le même objectif, on doit raffiner le maillage en voisinage d'un espace où il y a concentration de contraintes (ouverture dans un voile par exemple),

a- Subdiviser les éléments FRAME : (DIVIDE FRAME)

Cette instruction permet de subdiviser un élément Frame en plusieurs éléments identiques ou non. Cependant, l'élément Frame peut être subdivisé par l'intersection avec autres éléments Frame, des nœuds ou bien des éléments Shells à l'aide de la commande "Divide Frames" du menu "Edit".



Comme pour les éléments FRAME, les éléments SHELLS peuvent être divisés par l'intersection avec des nœuds ou bien des éléments FRAME à l'aide de la commande "**Mesh Areas**" du menu "**Edit**".



V.3.3 L'analyse

Le programme ETABS9.7.0 offre les possibilités d'analyse suivantes :

V.3.3.1. Analyse statique linéaire

L'analyse statique linéaire est basée sur la méthode des déplacements qui consiste à satisfaire les forces d'équilibre et les compatibilités des déplacements de chaque nœud du modèle de la structure.

Un calcul statique linéaire permet de déterminer le champ de déplacement, les réactions d'appuis, les efforts internes aux nœuds et le champ de contraintes qui existent dans une structure soumise à divers chargements statiques. Plusieurs hypothèses sont faites implicitement :

- Comportement élastique linéaire des matériaux.
- Petites déformations.

V.3.3.2. Analyse P-Delta

L'analyse P-Delta, également connue sous le nom d'analyse des déplacements du second ordre, permet de prendre en compte les effets des chargements axiaux sur le comportement en flexion des éléments. ETABS utilise un algorithme de calcul simple et efficace basé sur la formation du vecteur force en fonction des déformations subies par la structure en gardant la matrice de rigidité constante.

V.3.3.3. Analyse statique non linéaire

ETABS 9.7.0 offre aussi la possibilité d'un calcul non-linéaire en tenant compte de la non linéarité géométrique (problème des grandes déformations) et de la non linéarité mécanique (problème de la fissuration du béton, fluage des aciers....etc). L'algorithme de cette analyse est basé sur la correction géométrique de la matrice de rigidité et du vecteur des charges en même temps.

Une analyse non linéaire nous permet de réaliser une simulation numérique du comportement d'une structure afin d'apprécier :

- Les réserves de sécurité d'un ouvrage existant
- Le degré d'efficacité d'une conception choisie.

V.3.3.4. Analyse dynamique

L'analyse dynamique disponible dans l'ETABS9.7.0 comporte :

- a- **Analyse dynamique modale** : elle permet de déterminer les modes et les fréquences propres des structures qui sont fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure.
- b- **Analyse dynamique spectrale** : elle permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant un spectre de réponse. Les spectres modaux sont combinés en utilisant la méthode de la combinaison quadratique complète CQC (Complexe Quadratic Combination).
- c- **Analyse dynamique temporelle** : Pour des cas d'analyse où une étude dynamique temporelle déterministe est exigée, ETABS offre la possibilité de calcul de la réponse d'une structure sous l'effet d'un chargement dynamique quelconque appliqué au nœud ou d'un mouvement du sol (à la base). Le calcul est basé sur la méthode de la superposition modale, qui donne la réponse de la structure.

V.3.4. Post-processeur

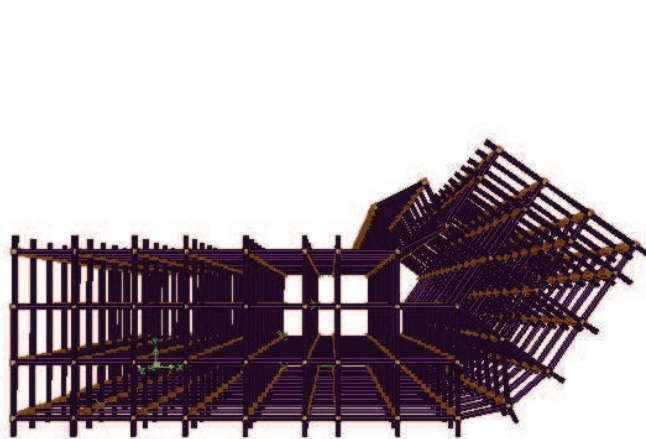
Le logiciel SAP 2000 facilite considérablement l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser : la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration,..... etc.

V.3.5. Importation et exportation des fichiers :

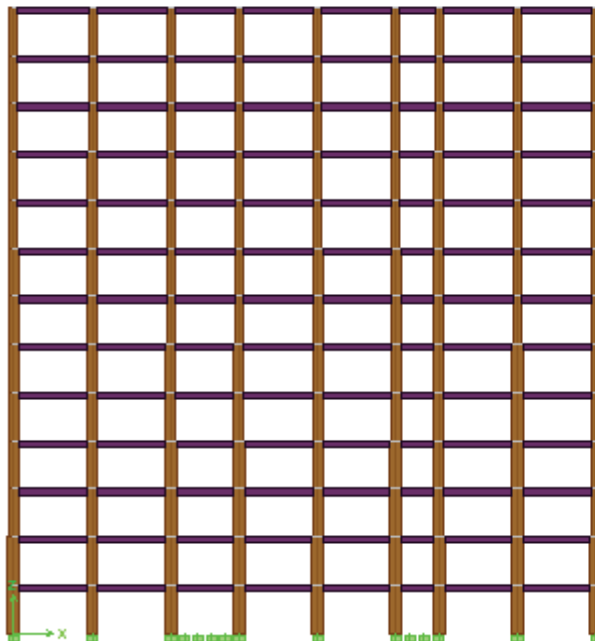
Le logiciel nous permet d'utiliser des fichiers de structures élaborés sur d'autres logiciels sous différents supports à l'aide de l'option d'importation comme on peut exporter des fichiers de différentes formes vers d'autres logiciels.

V.4.Modélisation de la superstructure

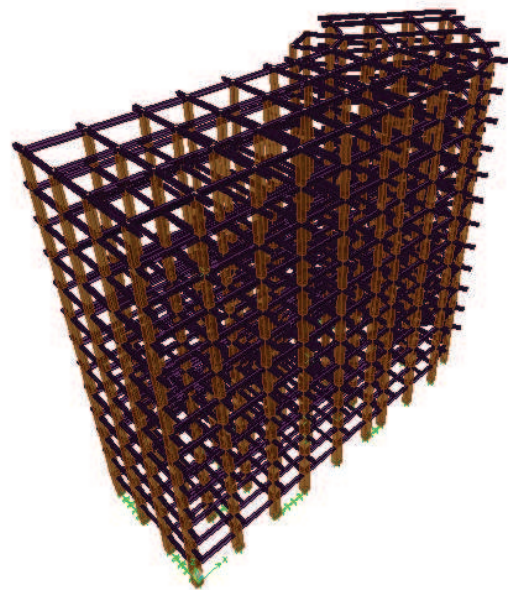
Comme on a présenté au niveau de l'introduction générale, notre superstructure est composée d'RDC et douze étage. Les caractéristiques géométriques ont été présentées au niveau du chapitre I ; et le niveau d'encastrement est pris au RDC,



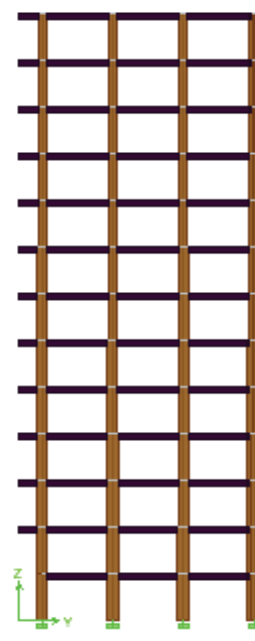
Vue en plan



Vue du plan X-Z



Vue en 3D



Vue du plan Y-Z

V.4.1.les étapes de modélisation

- Définir brièvement les dimensions en plan et en élévation dans le **"Grid Svstem Data"**

Define Grid Data

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	5,4	Primary	Show	Top	
2	B	5,4	Primary	Show	Top	
3	C	4,68	Primary	Show	Top	
4	D	5,4	Primary	Show	Top	
5	E	5,35	Primary	Show	Top	
6	F	2,95	Primary	Show	Top	
7	G	3,36	Primary	Show	Top	
8	H	2,04	Primary	Show	Top	
9	I	2,41	Primary	Show	Top	
10	J	2,04	Primary	Show	Top	

Y Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	5	Primary	Show	Left	
2	2	5	Primary	Show	Left	
3	3	5	Primary	Show	Left	
4	4	2,3	Primary	Show	Left	
5	5	1,65	Primary	Show	Left	
6	6	1,45	Primary	Show	Left	
7	7	0,84	Primary	Show	Left	
8	8	4,16	Primary	Show	Left	
9	9	0	Primary	Show	Left	
10						

Units: KN-m

Display Grids as: ☐ Ordinate ☒ Spacing

☐ Hide All Grid Lines

☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1,524

Reset to Default Color

Reorder Ordinate

OK Cancel

- Introduire les propriétés mécaniques et élastiques du matériau des éléments de la structure à modéliser

Material Property Data

Material Name: BETON

Type of Material: ☒ Isotropic ☐ Orthotropic

Analysis Property Data:

Mass per unit Volume	2,5
Weight per unit Volume	25
Modulus of Elasticity	32160000
Poisson's Ratio	0,2
Coeff of Thermal Expansion	9,900E-06
Shear Modulus	13400000

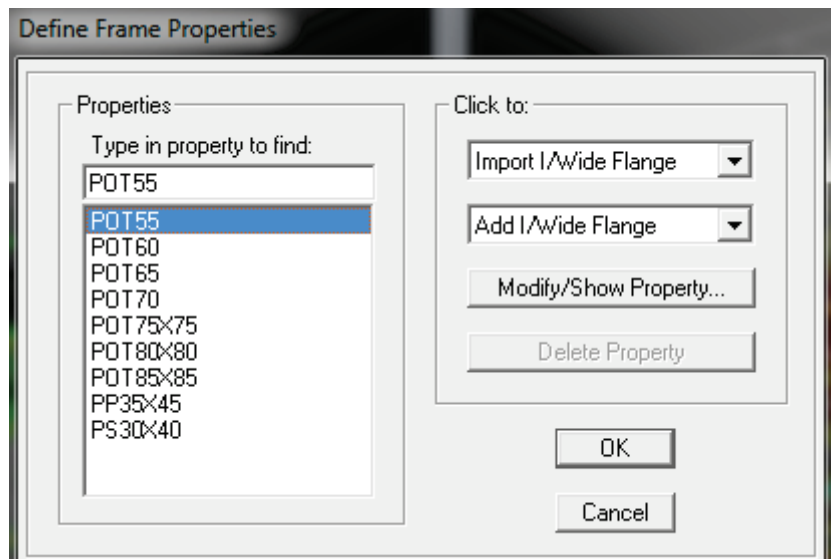
Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):

Specified Conc Comp Strength, f'c	25000
Bending Reinf. Yield Stress, fy	500000
Shear Reinf. Yield Stress, fys	500000
Lightweight Concrete	☐
Shear Strength Reduc. Factor	

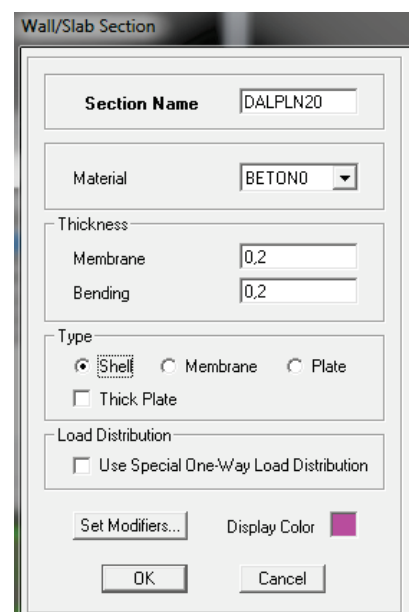
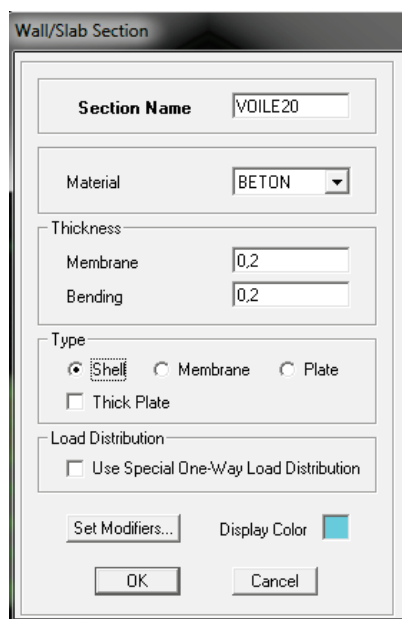
Display Color: Color

OK Cancel

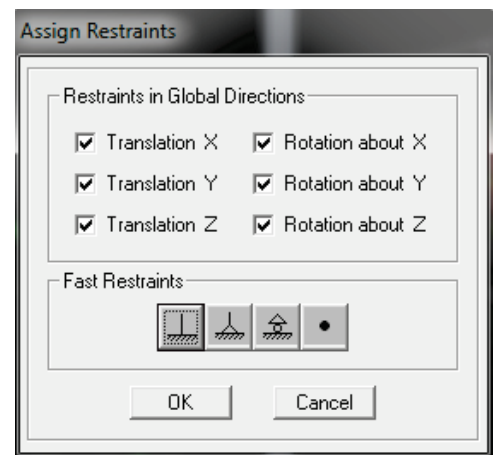
- Attribuer pour chaque groupe d'éléments **Frame"** (Poteaux, Poutres) de même dimensions leurs caractéristiques géométriques en activant l'option **Frame Section'** du menu **Define"** :



- Modéliser les planchers et les voiles par des éléments **"SHELLS"** en introduisant leurs épaisseurs et leurs matériaux appropriés



- Spécifier les conditions d'appuis :
La structure est supposée encastrée à sa base; la définition de ces derniers est établie par la commande **Joint Restraints**

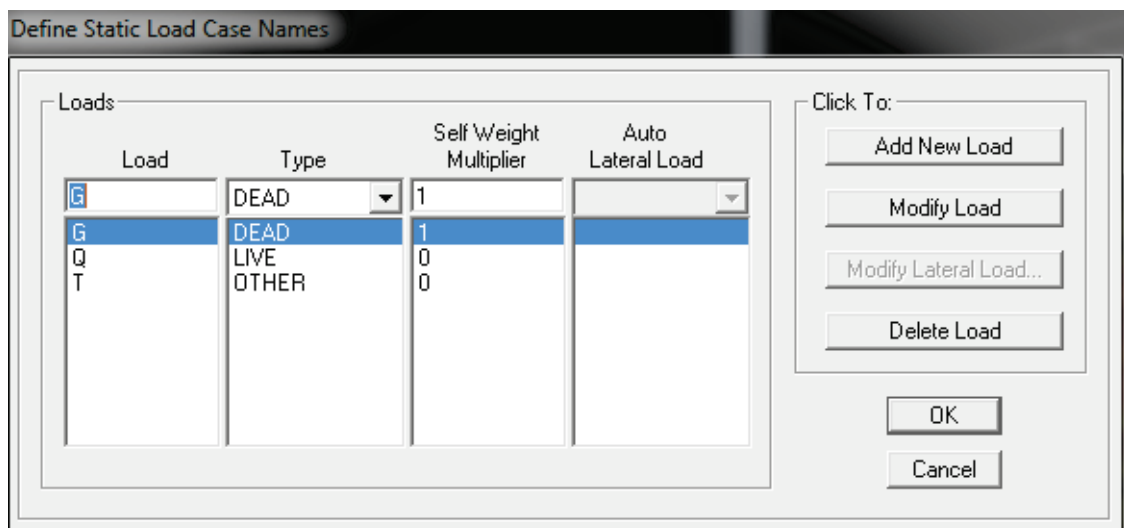


Définir les cas de charges :

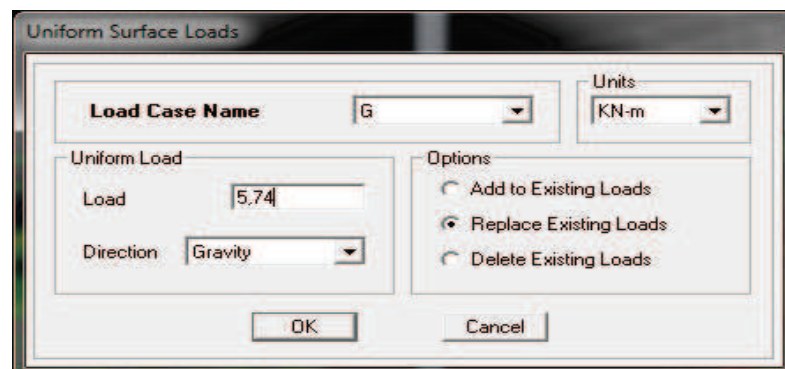
G : charges permanentes (DEAD)

Q : charges d'exploitation (LIVE);

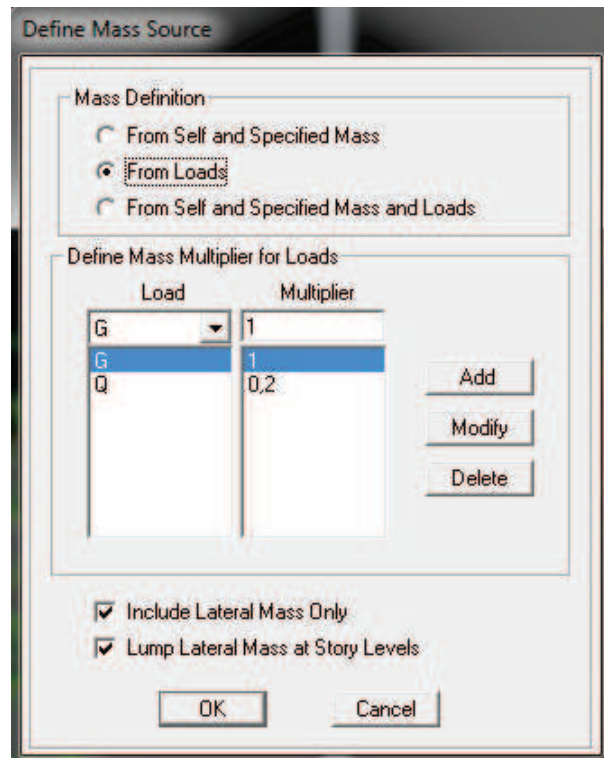
T : charges climatique (OTHER)



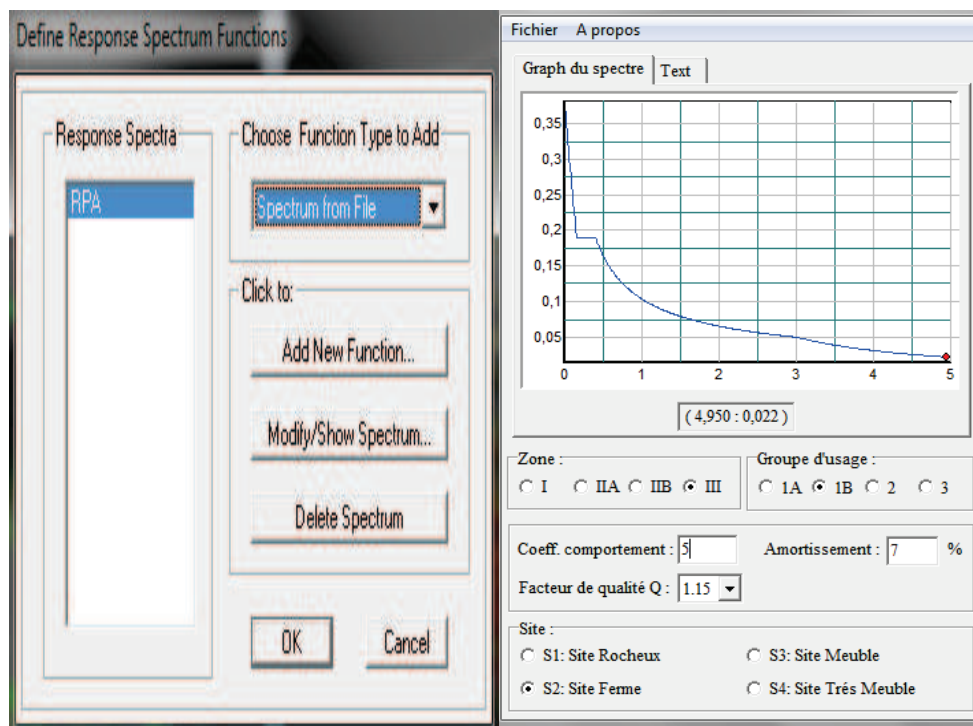
- Appliquer les charges (sans le poids de la dalle) directement sur les planchers (charges surfaciques) en utilisant la commande **"Uniform Shell Loads"** du menu **"ASSIGN"** après la sélection des éléments à charger



- Estimer la masse total de la structure à l'aide de la commande "**Mass Source**" du menu "**Define**"



- Introduire le spectre de repense donne par le logiciel RPA99 sous forme TXT en utilisant option **Reponse Spectrum Functions**



- Définir les cas de Charge Dynamique Spectrale Ex et Ey pour les deux directions X et Y séparément :

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name

Structural and Function Damping
Damping

Modal Combination
☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC
f1 f2

Directional Combination
☒ SRSS ☐ ABS ☐ Orthogonal SF
☐ Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPA	9.81
U2		
UZ		

Excitation angle

Eccentricity
Ecc. Ratio (All Diaph.)
Override Diaph. Eccen.

- Défini les différentes combinaisons de chargement donné par le BAEL et par le RPA

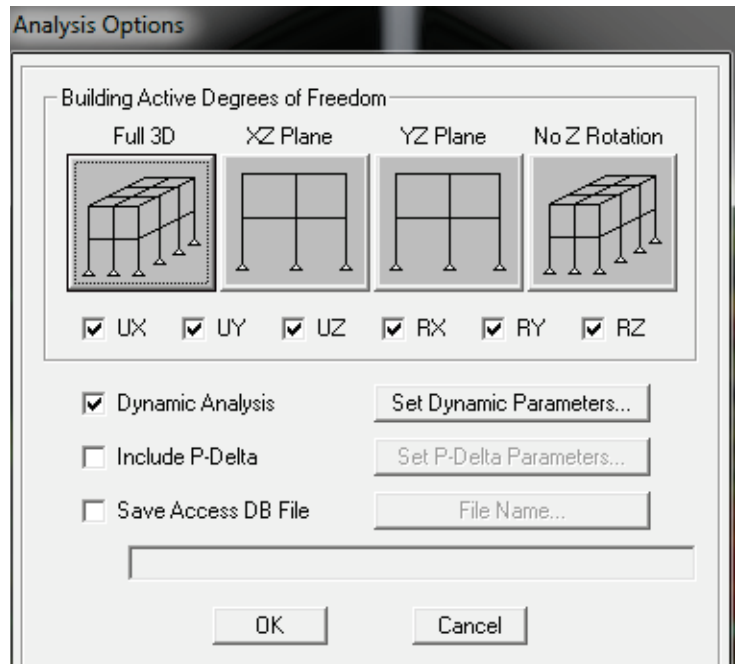
Define Load Combinations

Combinations

- ELS
- ELU
- GQEX
- GQEY
- 08GEX
- 08GEY
- TEMP**

Click to:

- Définir les options d'analyse



V.4.2. Etude conceptuelle

L'objectif de l'étude conceptuelle est de :

1/ Vérifier la structure proposée par l'architecte (concepteur initial de l'ouvrage).

2/ Corriger, améliorer la conception initiale tout en respectant au maximum les aléas architecturaux.

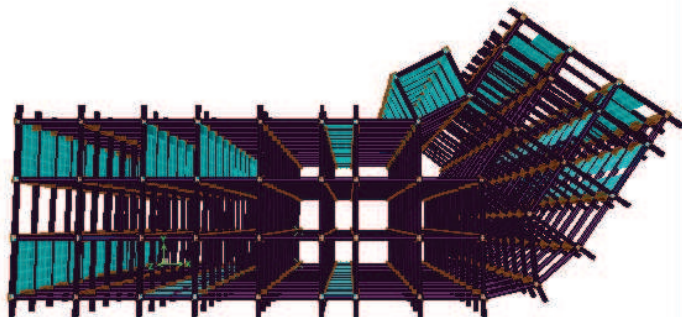
Dans ce contexte, on présentera deux conceptions (variante 1 et 2).

V.4.2.1.1^{ère} variante

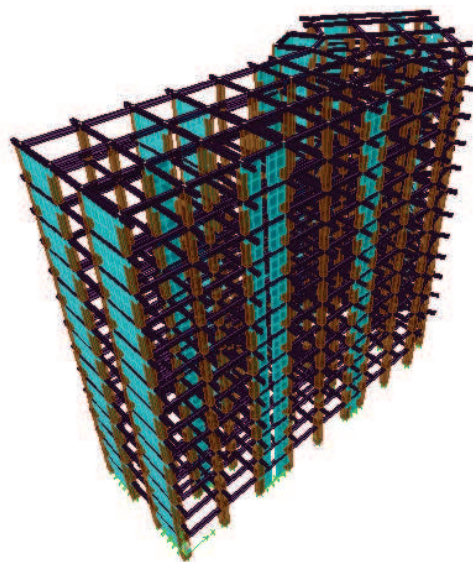
La première variante est en portiques-voiles, contenant un voile en U au niveau de la cage d'escalier plus treize autres voiles.

Les voiles de 20cm d'épaisseur et d'un béton de $f_{c28}=25\text{MPa}$ remontent jusqu'au dernier étage.

a- Les vues en 3D

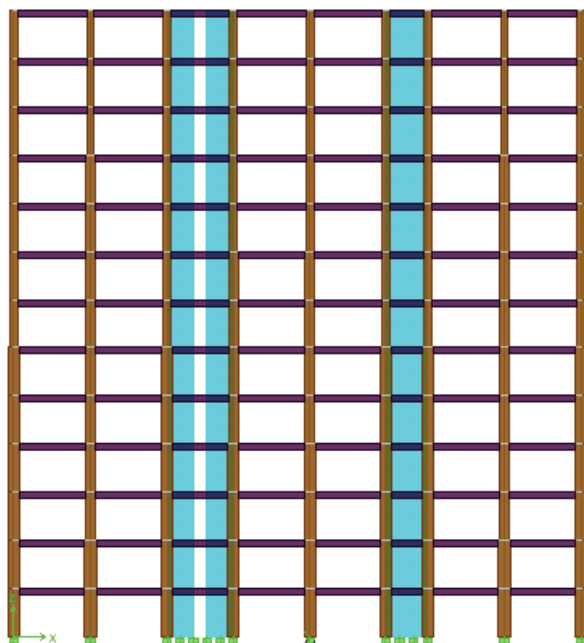


Vue en plan du bloc N° 1

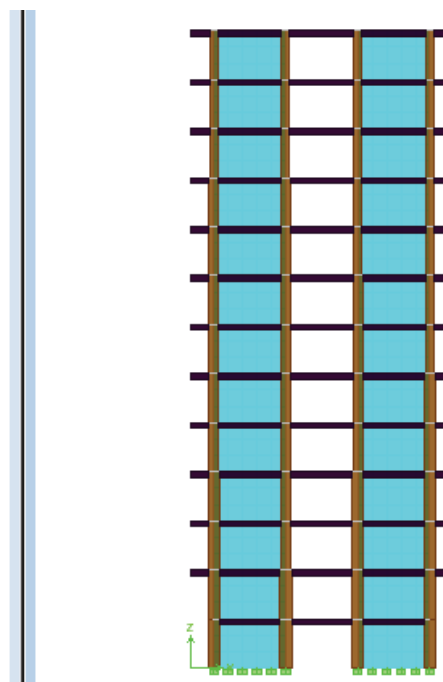


Vue en 3D du bloc N° 1

b- Les vues des plan X-Z et Y-Z



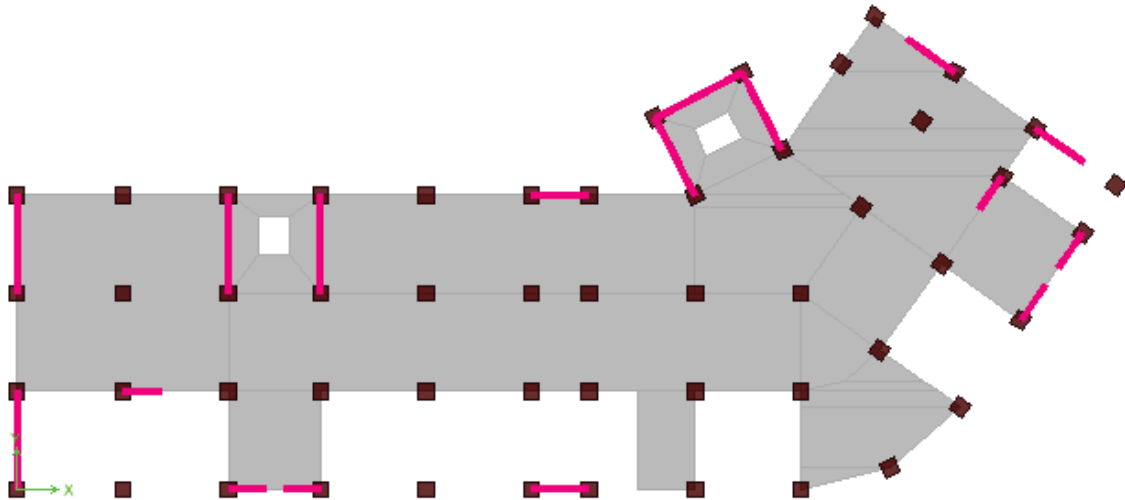
Vue du plan X-Z



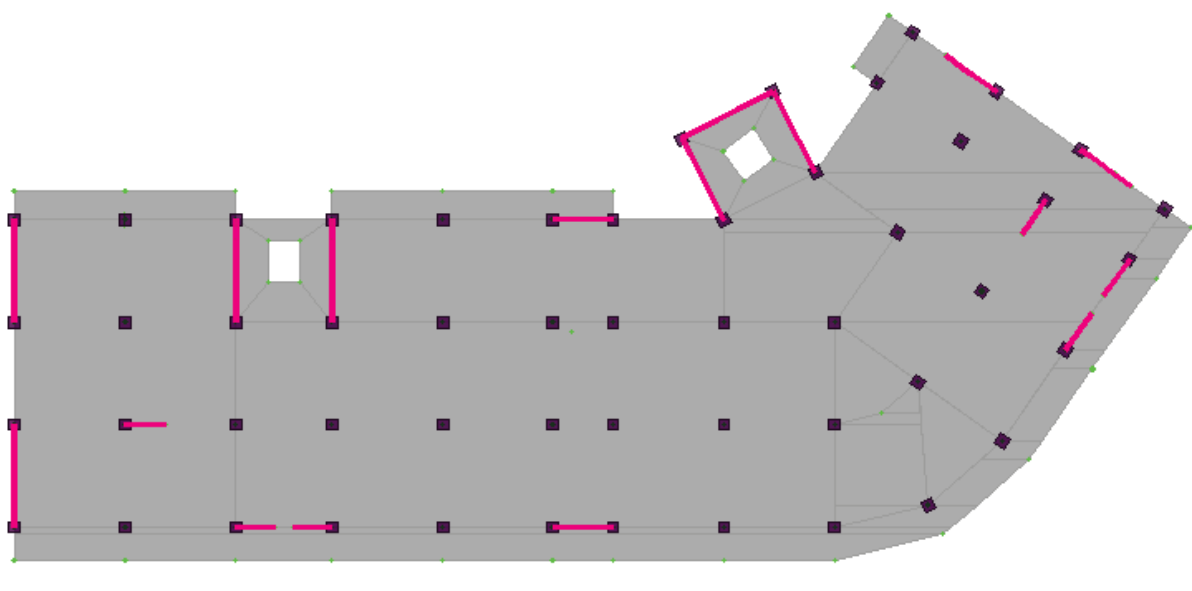
Vue du plan Y-Z

c- Les vues du plan X-Y

- Vue en plan du 1^{er} étage (mezzanine)



- Vue en plan du 2^{ème} jusqu'au 12^{ème} niveau

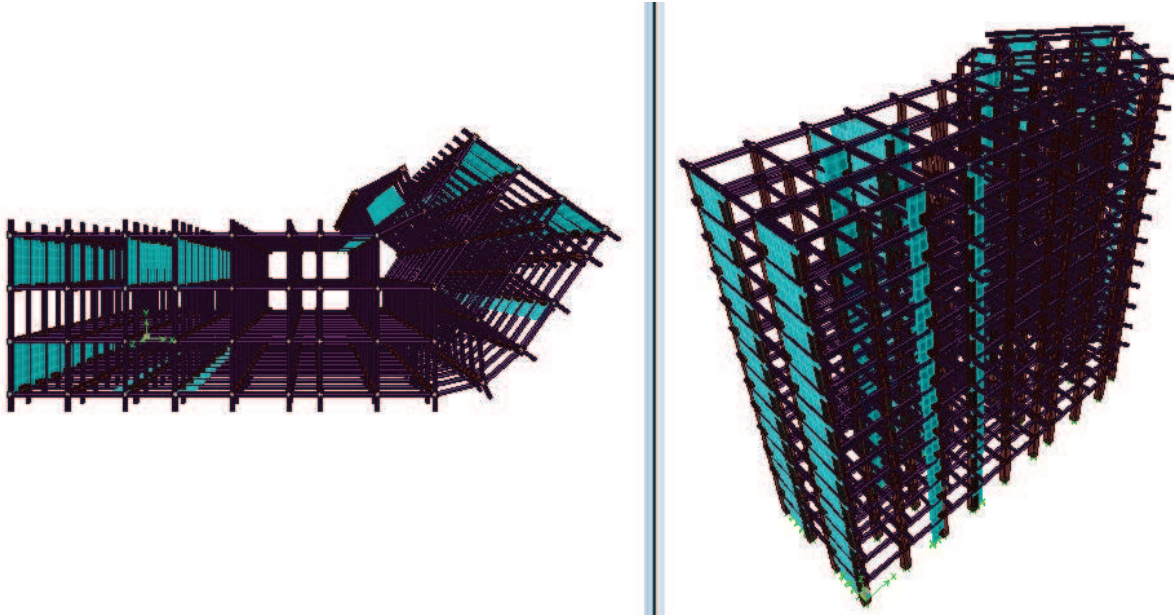


Remarque : les niveaux des étages courants sont identiques.

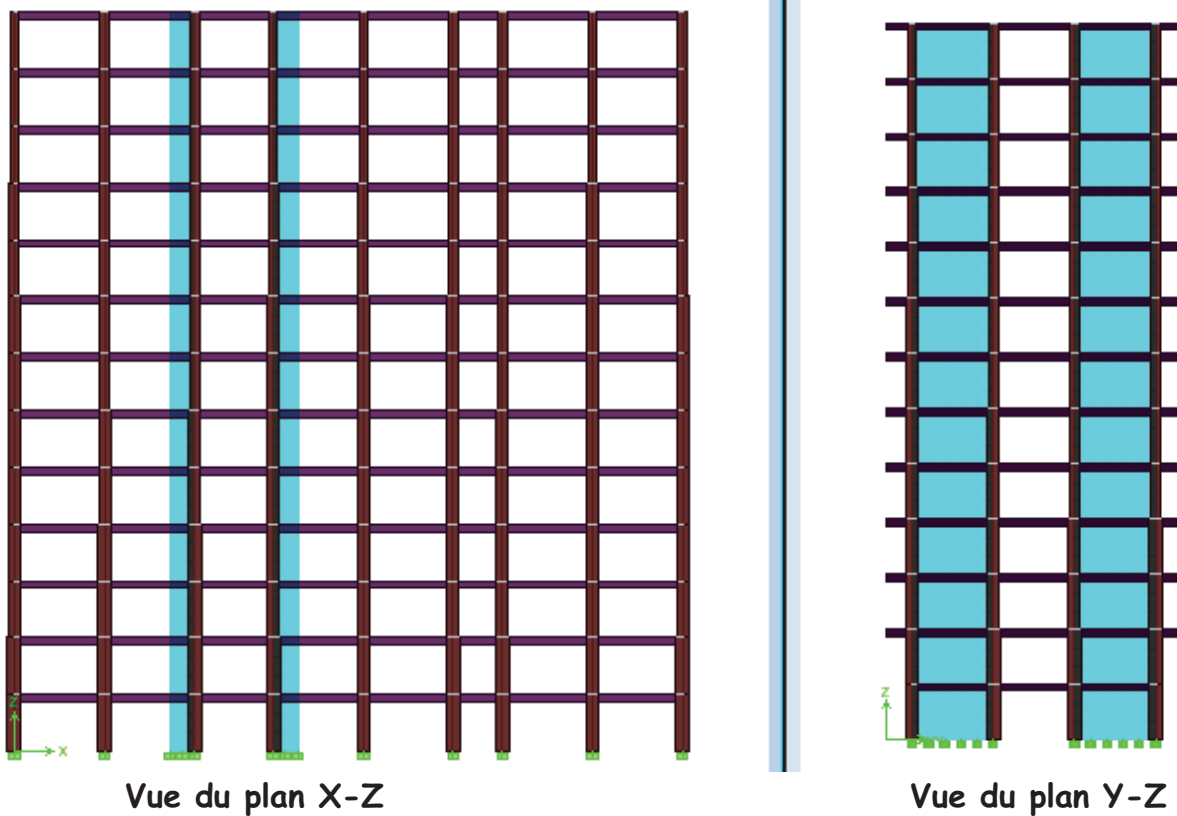
V.4.2.2. 2^{ème} variante

La deuxième variante est aussi en portiques-voiles, comportant deux voiles en U au niveau des deux cages d'escalier plus treize autres voiles. Leurs épaisseur est de 20cm et leurs $f_{c28}=25\text{MPa}$

a-Les vues en 3D

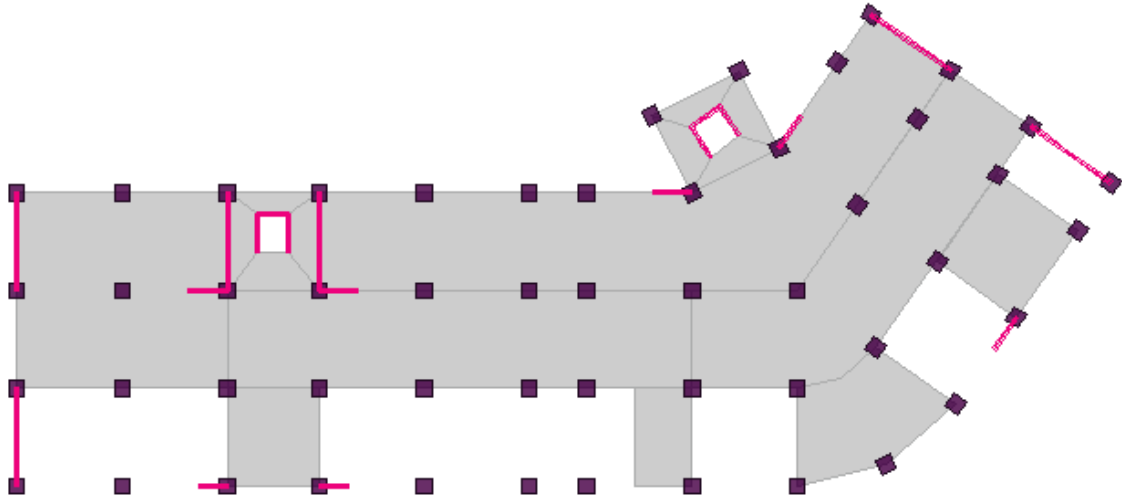


b-Les vues des plan X-Z et Y-Z

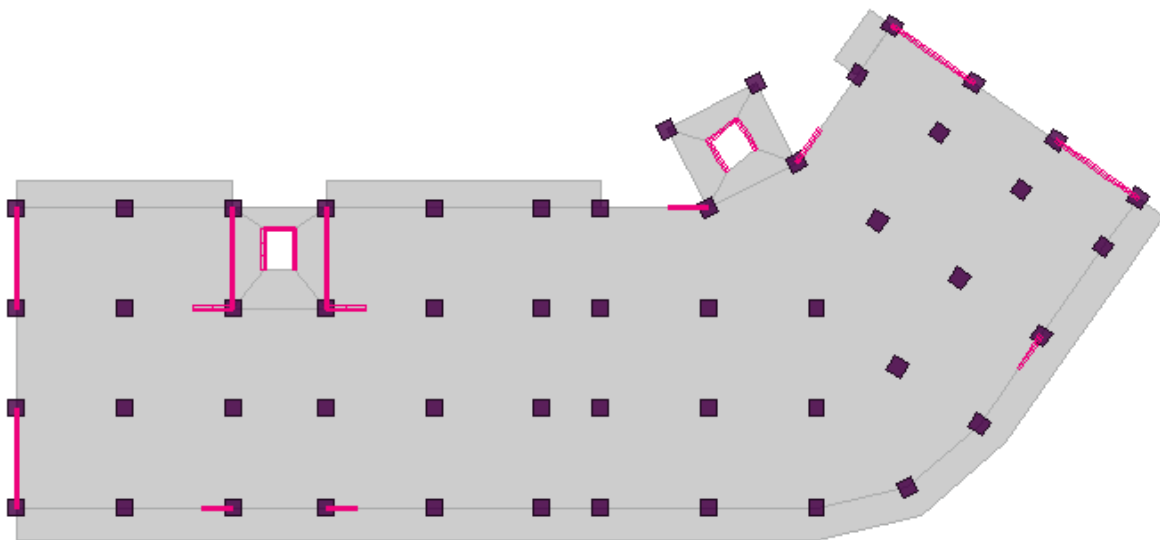


c- Les vues du plan X-Y

- Vue en plan du 1^{er} étage (mezzanine) :



- Vue en plan du 2^{ème} jusqu'au 12^{ème} niveau



Remarque : les niveaux des étages courants sont identiques.

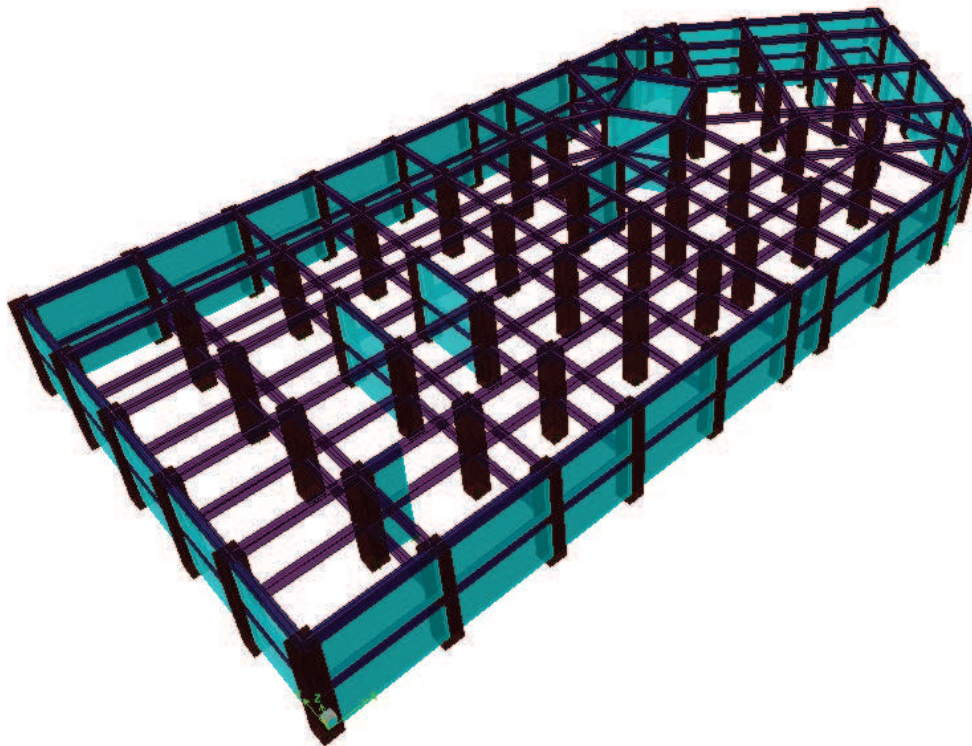
V.5. Modélisation de l'infrastructure

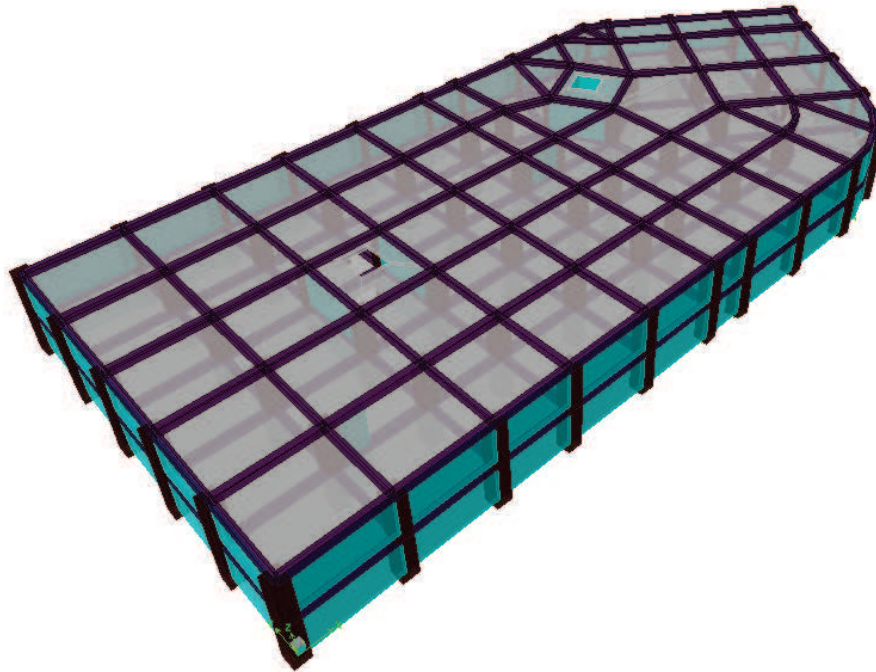
Comme on a vu, l'infrastructure de notre ouvrage est composée de deux sous-sols supportant la superstructure (RDC+12étages). La périphérie est entièrement en voile d'épaisseur de 20 cm constituant ainsi une boîte rigide enfouie dans le sol.

Les planchers sont des dalles pleines d'une épaisseur de 20 cm .On rappelle que la permanente est de $6,34 \text{ KN/m}^2$ et que la charge d'exploitation est de $2,5 \text{ KN/m}^2$.

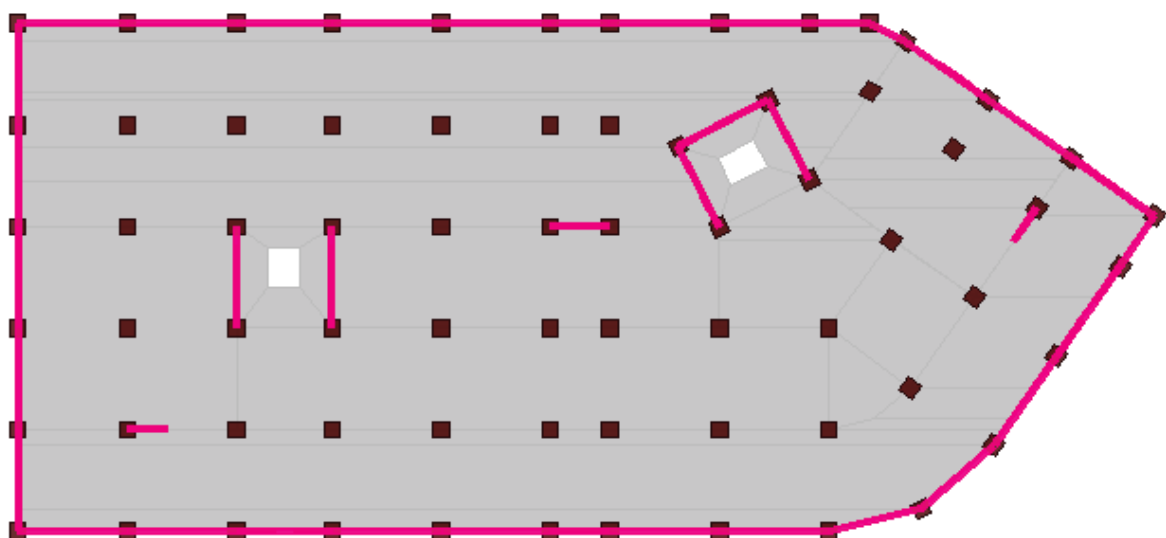
Pour la modélisation de l'infrastructure, on a suivait les mêmes démarches que celles citées pour la superstructure.

a. Vue en 3D





b. Vue en plan



Etude sismique

VI.1.Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Peut-on prédire les séismes d'une manière sûre ? A l'heure actuelle, la réponse est hélas négative. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable reste la construction parasismique. C'est-à-dire respecter les prescriptions et les recommandations des règles parasismiques (comme RPA99, révision 2003). C'est aussi prédire le comportement des structures sous un chargement sismique à l'aide de modèles numériques et dimensionner l'ouvrage en conséquence.

Dans cette optique, une analyse dynamique est menée sur les deux conceptions choisies et présentées précédemment.

VI.2.Méthodes d'analyse sismique

Le calcul des forces sismiques peut être mené selon trois méthodes :

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

VI.2.1.Conditions d'application de la méthode statique équivalente :RPA art4.1.2

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

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes
 - ❖ **Zone I** : tous groupes
 - ❖ **Zone II** :
 - groupe d'usage 3
 - Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
 - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

❖ Zone III

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

Pour notre cas (bloc irrégulier et de hauteur totale de 49.64m) les conditions suscitées ne sont pas remplies, donc la méthode n'est pas utilisable.

Cependant, elle sera utilisée seulement pour la vérification de la condition du "RPA99, chapitre IV, 4.3.6".

VI.3.La méthode statique équivalente

VI.3.1.Principe de la méthode

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

VI.3.2.Calcul de la force sismique totale

On calcul la force sismique total V, appliquée à la base de la structure dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{ADQ}{R} W_{\text{tot}}$$

Avec :

- A: coefficient d'accélération de zone $\Rightarrow A=0,3$ (RPA99, tableau 4.1)
- R : coefficient de comportement $\Rightarrow R=5$ (RPA99 , tableau 4.3.4a)
- Q : facteur de qualité $\Rightarrow Q=1,15$ (RPA99 , tableau4.4)
- D : facteur d'amplification dynamique moyen qui est égale à :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \dots\dots\dots 0 < T < t_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 < T < 3 \text{ sec} \quad (\text{RPA99, 4.2}) \\ 2,5 \eta (T_2/T) (3T)^{2/3} & \dots\dots\dots T > 3 \text{ sec} . \end{cases}$$

- η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :
 $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7 \quad \xi=7\% \quad \Rightarrow \quad \eta = 0,88$

- T_2 : période caractéristique associée à la catégorie de site
 $\Rightarrow T_2 = 0,4$ (RPA99, tableau 4.7) ;
- T : période fondamentale du bloc ;
- W_{tot} : poids total de la structure où $W_{tot} = G + \beta Q$:
 - G : poids des charges permanentes du bloc ;
 - Q : poids des charges d'exploitations du bloc ;
 - β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la charge d'exploitation $\Rightarrow \beta = 0,2$ (RPA99, tableau 4.5.2).

❖ Estimation empirique de la période fondamentale

Puisque la structure est mixte (portique-voile), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99. On a donc :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N .

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4-6 du RPA99/version 2003.

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

■ Dans le sens transversal

$H_N = 44,2$ m , $C_T = 0,05$

$d_x = 15,4$ m

$$\Rightarrow T_x = \min (0,857 \text{ s} , 1,027 \text{ s})$$

Donc :

$$T_x = 0,857 \text{ s}$$

On a : $T_2 \leq T_x \leq 3 \text{ s}$

$$\Rightarrow D_x = 2,5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 1,32$$

Donc :

$$D_x = 1,32$$

■ Dans le sens longitudinal :

$d_y = 62,8$ m

$$\Rightarrow T_y = \min (0,857 \text{ s} , 0,502 \text{ s})$$

Donc :

$$T_y = 0,502 \text{ s}$$

On a : $T_2 \leq T_y \leq 3 \text{ s}$

$$\Rightarrow D_y = 2,5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 1,89$$

Donc :

$$D_y = 1,89$$

❖ Estimation de la force sismique dans les deux directions

On obtient donc :

$$V_x = (ADQ/R) \times W_{tot} = 0,09 W_{tot}$$

$$V_y = (ADQ/R) \times W_{tot} = 0,13 W_{tot}$$

VI.4. La méthode dynamique modale spectrale

VI.4.1. Principe de la méthode

Cette méthode nous permet de faire le calcul pour chaque mode de vibration, les effets maximaux engendrés dans la structure par des forces sismiques qui sont représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir à la fin la réponse de la structure.

VI.4.2. Modélisation

- a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- c) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- e) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation

plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Après le choix des hypothèses de calcul et l'établissement du modèle de calcul on procède au calcul par la méthode dynamique modale spectrale.

VI.4.3. Spectre de réponse de calcul

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

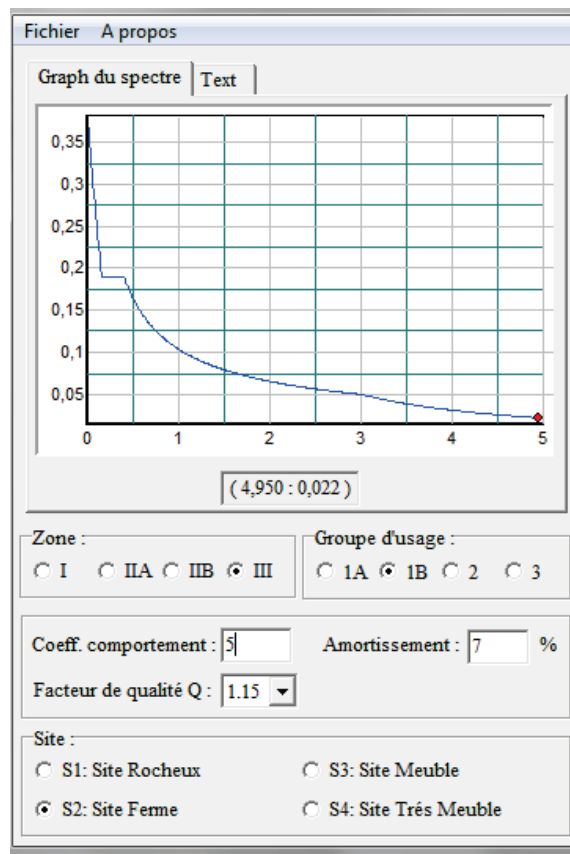
Le RPA99 (révision 2003) propose le spectre de réponse de calcul suivant

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

Avec :

T_1 : période caractéristique associée à la catégorie de site.

A l'aide du logiciel de calcul ETABS, on a étudié l'analyse dynamique modale spectrale en introduisant le spectre de réponse de calcul représenté ci-dessous (fig. 1) sous forme d'une courbe retraçant la variation d'accélération spectrale relative « S_a/g » d'un point du sol sous l'effet des secousses sismiques en fonction de la période propre de leurs oscillations non amorties :



Spectre de réponse de calcul

VI.5. Analyse de la première variante

VI.5.1. Calcul des forces sismiques V_x et V_y

Le poids du bâtiment : $W_{tot} = 119,099 \text{ MN}$ Alors on obtient :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = 10,847 \text{ MN} \\ V_y = 15,53 \text{ MN} \end{array} \right.$$

Remarque : Il est à remarquer que l'intensité de ces efforts sismiques est nettement supérieure que celle dû au vent.

VI.5.2. Vérification des forces sismiques de calcul : (RPA99, 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par la méthode de l'analyse modale F ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V , sinon il faut augmenter tous les paramètres de la réponse : les forces, les déplacements, les moments... par le rapport $0.8V/F$.

Les résultats de calcul se résument dans le tableau suivant :

	Sens X-X	Sens Y-Y
V_{stat} (MN)	10,847	15,53
$0,8V_{stat}$ (MN)	8,678	12,425
F (MN)	12,308	12,848
$0,8V_{stat}/F$	0,705	0,967

On remarque que pour les deux sens la condition sus citée est vérifiée.

VI.5.3.Périodes et facteurs de participation modale

L'analyse automatique par le logiciel **ETABS** a donné les résultats représentés dans le tableau suivant :

Modes	Periodes Sec	Facteurs de participation massique en %						Nature du mouvement
		UX	UY	RZ	ΣUX	ΣUY	ΣRZ	
1	0,976	65,155	0,0788	4,4557	65,1558	0,0788	4,4557	Translation suivant X-X
2	0,94936	0,1181	66,1698	0,3971	65,2739	66,2486	4,8528	Translation suivant Y-Y
3	0,74184	3,8885	0,1705	61,3833	69,1624	66,4191	66,2361	Torsion
4	0,28083	12,7077	1,7547	1,4677	81,87	68,1738	67,7039	Translation
5	0,23056	2,716	16,1616	0,1209	84,5861	84,3353	67,8248	/
6	0,17505	1,4591	0,9497	17,342	86,0452	85,2851	85,1668	/
7	0,13779	4,387	0,6753	0,6542	90,4322	85,9604	85,821	/
8	0,10257	1,2376	5,8079	0,1098	91,6698	91,7682	85,9309	/
9	0,08617	2,264	0,3483	0,2266	93,9338	92,1165	86,1574	/
10	0,07716	0,4147	0,5045	6,4069	94,3485	92,6211	92,5644	/

▪ Interprétation des résultats

- Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe transversal (xx)
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant l'axe transversal (yy)
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion ;
- Les facteurs de participation massique ont atteint les **90%** aux 7^{ème} et 8^{ème} modes respectivement pour le sens x et y.

❖ Comparaison entre la période numérique et la empirique

Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

A.N :

$$T_{\text{num}} < 1,3T_{\text{emp}} \Rightarrow 0.976 < 1,3 \times 1,027 = 1,33$$

VI.5.4. Déplacement maximum absolu de chaque niveau : (RPA99,4.4.3)

Le déplacement horizontal " δ_k " à chaque niveau "k" du bloc est calculé comme suit :

- Sens X-X : $\delta_{k,x} = R \cdot \delta_{ek,x}$
- Sens Y-Y : $\delta_{k,y} = R \cdot \delta_{ek,y}$

Où :

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

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Niveau k	$\delta_{k,x}$ (cm)	$\delta_{k,y}$ (cm)
12 ^{ème}	24,0355	24,857
11 ^{ème}	22,2695	22,6725
10 ^{ème}	20,3775	20,429
9 ^{ème}	18,36	18,0975
8 ^{ème}	16,2415	15,7275
7 ^{ème}	14,031	13,339
6 ^{ème}	11,7895	10,986
5 ^{ème}	9,541	8,704
4 ^{ème}	7,359	6,556
3 ^{ème}	5,2835	4,5895
2 ^{ème}	3,4055	2,875
1 ^{er}	1,798	1,4755
RDC	0,5805	0,4745

VI.5.5. Justification vis-à-vis des déformations : (RPA99, 5.10)

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$$

Avec :

- $\Delta_{adm} = 0,01 h_e$; h_e : hauteur de l'étage k
- $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau k	$\delta_{k,x}$ (cm)	$\delta_{k,y}$ (cm)	$\Delta_{k,x}$ (cm)	$\Delta_{k,y}$ (cm)	Δ_{adm} (cm)	Observation
12 ^{ème}	24,0355	24,857	1,766	2,1845	340	Vérifiée
11 ^{ème}	22,2695	22,6725	1,892	2,2435	340	Vérifiée
10 ^{ème}	20,3775	20,429	2,0175	2,3315	340	Vérifiée
9 ^{ème}	18,36	18,0975	2,1185	2,37	340	Vérifiée
8 ^{ème}	16,2415	15,7275	2,2105	2,3885	340	Vérifiée
7 ^{ème}	14,031	13,339	2,2415	2,353	340	Vérifiée
6 ^{ème}	11,7895	10,986	2,2485	2,282	340	Vérifiée
5 ^{ème}	9,541	8,704	2,182	2,148	340	Vérifiée
4 ^{ème}	7,359	6,556	2,0755	1,9665	340	Vérifiée
3 ^{ème}	5,2835	4,5895	1,878	1,7145	340	Vérifiée
2 ^{ème}	3,4055	2,875	1,6075	1,3995	340	Vérifiée
1 ^{ème}	1,798	1,4755	1,2175	1,001	340	Vérifiée
RDC	0,5805	0,4745	0,5805	0,4745	340	Vérifiée

Les déplacements inter-étages sont inférieurs aux valeurs limites imposées par le RPA99/version 2003. (Art -5.10)

VI.5.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-A : (RPA99, Art 5.9)

Les effets du 2^{ème} ordre (ou l'effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux d'étage:

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10$$

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 $0,10 < \theta < 0,20$, il faut amplifier les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$;
- Si $\theta_k > 0,20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Sens longitudinal (X-X) :

Niveau k	P_k (MN)	$\Delta_{k,x}$ (cm)	V_x (MN)	h_k (cm)	$\theta_{k,x}$
12 ^{ème}	73,62	1,766	19,2603	340	0,019854
11 ^{ème}	87,83	1,892	37,6663	340	0,012976
10 ^{ème}	88,17	2,0175	52,2548	340	0,010012
9 ^{ème}	89,3	2,1185	64,2242	340	0,008664
8 ^{ème}	90,59	2,2105	74,4002	340	0,007916
7 ^{ème}	91,83	2,2415	83,318	340	0,007266
6 ^{ème}	93,24	2,2485	91,5211	340	0,006737
5 ^{ème}	94,59	2,182	99,192	340	0,00612
4 ^{ème}	96,1	2,0755	106,203	340	0,005524
3 ^{ème}	97,61	1,878	112,43	340	0,004795
2 ^{ème}	99,24	1,6075	117,749	340	0,003985
1 ^{ème}	100,82	1,2175	121,552	340	0,00297
RDC	88,05	0,5805	122,909	340	0,001223

Sens transversal (Y-Y)

Niveau k	P _k (MN)	Δ _{k,y} (cm)	V _y (MN)	h _k (cm)	θ _{k,y}
12 ^{ème}	73,62	2,1845	21,3737	340	0,02213
11 ^{ème}	87,83	2,2435	41,1241	340	0,01409
10 ^{ème}	88,17	2,3315	56,0915	340	0,01078
9 ^{ème}	89,3	2,37	67,8292	340	0,00918
8 ^{ème}	90,59	2,3885	77,8172	340	0,00818
7 ^{ème}	91,83	2,353	86,9186	340	0,00731
6 ^{ème}	93,24	2,282	95,3902	340	0,00656
5 ^{ème}	94,59	2,148	103,232	340	0,00579
4 ^{ème}	96,1	1,9665	110,546	340	0,00503
3 ^{ème}	97,61	1,7145	117,298	340	0,0042
2 ^{ème}	99,24	1,3995	123,033	340	0,00332
1 ^{ème}	100,82	1,001	126,952	340	0,00234
RDC	88,05	0,4745	128,338	340	0,00096

On remarque que les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10 ; donc l'effet

P-Δ est négligé.

VI.5.7. Position du centre de masse et du centre de rigidité

Les coordonnées du centre de masse sont données par la formule suivante

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

M_i : la masse de l'élément i,

X_i, Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère global.

Chapitre VI : Etude sismique

Le logiciel **ETABS** nous donne les coordonnées du centre de masse et le centre de rigidité, ils sont illustrés dans le tableau suivant

Niveau k	Position du centre de masse(m)		Position du centre de rigidité (m)		Excentricité (m)	
	X_G	Y_G	X_{CR}	Y_{CR}	E_x	E_y
12 ^{ème}	27,448	10,534	23,357	15,481	4,091	-4,947
11 ^{ème}	27,339	9,695	22,344	17,375	4,995	-7,68
10 ^{ème}	27,324	9,693	22,597	17,316	4,727	-7,623
9 ^{ème}	27,309	9,691	23,188	16,639	4,121	-6,948
8 ^{ème}	27,291	9,685	23,825	15,85	3,466	-6,165
7 ^{ème}	27,276	9,684	24,442	15,076	2,834	-5,392
6 ^{ème}	27,262	9,682	25,004	14,382	2,258	-4,7
5 ^{ème}	27,247	9,68	25,519	13,757	1,728	-4,077
4 ^{ème}	27,233	9,678	25,978	13,212	1,255	-3,534
3 ^{ème}	27,218	9,677	26,39	12,728	0,828	-3,051
2 ^{ème}	27,205	9,675	26,747	12,313	0,458	-2,638
1 ^{ème}	27,116	9,635	27,052	11,959	0,064	-2,324
RDC	27,182	9,525	27,288	11,686	-0,106	-2,161

Excentricité accidentelle : (RPA99, Art 4.3.7)

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

$$e_{v,acc} = \pm 0,05 * 62,80 = \pm 3,14m$$

$$e_{x,acc} = \pm 0,05 * 15,40 = \pm 0.77 m$$

Chapitre VI : Etude sismique

VI.6. Analyse de la deuxième variante

VI.6.1. Calcul des forces sismiques V_x et V_y

$$W_{\text{tot}} = 117.65 \text{ MN}$$

Alors on obtient :

$$\begin{cases} V_x = 10,71 \text{ MN} \\ V_y = 15,29 \text{ MN} \end{cases}$$

VI.6.2. Vérification des forces sismiques de calcul : (RPA99, 4.3.6)

Les résultats de calcul se résument dans le tableau suivant :

	Sens X-X	Sens Y-Y
V_{stat} (MN)	10,71	15,29
$0,8V_{\text{stat}}$ (MN)	8,568	12,232
F (MN)	7,35	7,39
$0,8V_{\text{stat}}/F$	1,165	1,655

On constate que le rapport $0,8V/F$ est supérieur à 1. Donc, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

VI.6.3. Périodes et facteurs de participation modale

Modes	Périodes Sec	Facteurs de participation massique en %						Nature du mouvement
		UX	UY	RZ	ΣUX	ΣUY	ΣRZ	
1	1,20507	40,7621	23,2548	10,5187	40,7621	23,2548	10,5187	Translation couplée +Torsion
2	1,02982	28,4276	38,7829	0,377	69,1897	62,0377	10,8958	Translation couplée
3	0,79136	4,0362	5,4782	55,6078	73,226	67,5159	66,5035	Torsion
4	0,38179	7,3613	2,8458	1,7121	80,5873	70,3616	68,2156	Translation
5	0,26657	5,3107	11,4881	0,9128	85,8979	81,8497	69,1284	/
6	0,20144	3,2432	1,197	0,4596	89,1411	83,0467	69,5879	/
7	0,18284	0,4939	3,1926	16,1753	89,6351	86,2394	85,7632	/
8	0,12653	2,1368	0,3273	0,2569	91,7719	86,5667	86,0201	/
9	0,12113	1,6683	4,6252	0,5832	93,4401	91,1919	86,6033	/
10	0,08733	1,1806	0,2891	0,1915	94,6207	91,481	86,7948	/

❖ Interprétation des résultats

- Le premier mode est un mode de translation couplée avec torsion ;
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation couplée ;
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion ;
- Les facteurs de participation massique ont atteint les **90%** aux 8^{ème} et 9^{ème} modes respectivement pour le sens x et y.

❖ Comparaison entre la période numérique et la empirique

Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$A.N : T_{num} < 1,3T_{emp} \Rightarrow 1,205 < 1,3 \times 1,027 = 1,33$$

VI.6.4. Déplacement maximum absolu de chaque niveau (RPA99, 4.4.3)

Les déplacements horizontaux $\delta_{k,x}$ et $\delta_{k,y}$ de la deuxième variante sont calculés comme suit :

- Sens X-X : $\delta_{k,x} = \delta_{ek,x} . R . (0,8V_x/F_x)$
- Sens Y-Y : $\delta_{k,y} = \delta_{ek,y} . R . (0,8V_y/F_y)$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Niveau k	$\delta_{k,x}$ (cm)	$\delta_{k,y}$ (cm)
12 ^{ème}	17,7115	17,7485
11 ^{ème}	16,883	16,337
10 ^{ème}	15,96	14,8825
9 ^{ème}	14,842	13,351
8 ^{ème}	13,5555	11,7595
7 ^{ème}	12,0955	10,1155
6 ^{ème}	10,509	8,46
5 ^{ème}	8,7995	6,812
4 ^{ème}	7,0265	5,222
3 ^{ème}	5,216	3,723
2 ^{ème}	3,463	2,3755
1 ^{ème}	1,859	1,2355
RDC	0,585	0,392

VI.6.5. Justification vis-à-vis des déformations : (RPA99, 5.10)

Les résultats de la deuxième variante sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau k	$\delta_{k,x}$ (cm)	$\delta_{k,y}$ (cm)	$\Delta_{k,x}$ (cm)	$\Delta_{k,y}$ (cm)	Δ_{adm} (cm)	Observation
12 ^{ème}	17,7115	17,749	0,8285	1,4115	340	vérifiée
11 ^{ème}	16,883	16,337	0,923	1,4545	340	vérifiée
10 ^{ème}	15,96	14,883	1,118	1,5315	340	vérifiée
9 ^{ème}	14,842	13,351	1,2865	1,5915	340	vérifiée
8 ^{ème}	13,5555	11,76	1,46	1,644	340	vérifiée
7 ^{ème}	12,0955	10,116	1,5865	1,6555	340	vérifiée
6 ^{ème}	10,509	8,46	1,7095	1,648	340	vérifiée
5 ^{ème}	8,7995	6,812	1,773	1,59	340	vérifiée
4 ^{ème}	7,0265	5,222	1,8105	1,499	340	vérifiée
3 ^{ème}	5,216	3,723	1,753	1,3475	340	vérifiée
2 ^{ème}	3,463	2,3755	1,604	1,14	340	vérifiée
1 ^{ème}	1,859	1,2355	1,274	0,8435	340	vérifiée
RDC	0,585	0,392	0,585	0,392	340	vérifiée

VI.6.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (RPA99, Art 5.9)

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants

• Sens longitudinal (X-X)

Niveau k	$P_k(\text{MN})$	$\Delta_{k,x}(\text{cm})$	$V_x (\text{MN})$	$h_k (\text{cm})$	θ_k
12 ^{ème}	74,66	0,8285	11,2251	340	0,01806
11 ^{ème}	86,84	0,923	20,9436	340	0,01363
10 ^{ème}	86,85	1,118	29,5741	340	0,01111
9 ^{ème}	87,98	1,2865	36,7485	340	0,01028
8 ^{ème}	89,87	1,46	42,8158	340	0,00979
7 ^{ème}	90,51	1,5865	48,2132	340	0,00944
6 ^{ème}	91,92	1,7095	53,2409	340	0,009
5 ^{ème}	93,27	1,773	57,9097	340	0,00858
4 ^{ème}	94,79	1,8105	62,1595	340	0,00786
3 ^{ème}	96,3	1,753	65,9715	340	0,00689
2 ^{ème}	97,92	1,604	69,2949	340	0,00529
1 ^{ème}	99,95	1,274	71,959	340	0,00239
RDC	86,7	0,585	73,541	340	0

• Sens transversal (Y-Y)

Niveau k	$P_k(\text{MN})$	$\Delta_{k,y}(\text{cm})$	$V_y (\text{MN})$	$h_k(\text{cm})$	θ_k
12 ^{ème}	74,66	1,4115	12,4776	340	0,02484
11 ^{ème}	86,84	1,4545	22,8597	340	0,01625
10 ^{ème}	86,85	1,5315	31,1174	340	0,01257
9 ^{ème}	87,98	1,5915	37,5974	340	0,01095
8 ^{ème}	89,87	1,644	43,0691	340	0,01009
7 ^{ème}	90,51	1,6555	48,0233	340	0,00918
6 ^{ème}	91,92	1,648	52,7557	340	0,00845
5 ^{ème}	93,27	1,59	57,2813	340	0,00761
4 ^{ème}	94,79	1,499	61,4529	340	0,0068
3 ^{ème}	96,3	1,3475	65,2538	340	0,00585
2 ^{ème}	97,92	1,14	68,7297	340	0,00478
1 ^{ème}	99,95	0,8435	71,9677	340	0,00345
RDC	86,7	0,392	73,9144	340	0,00135

On remarque que les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10 , donc l'effet

P- Δ est négligé

VI.6.7. Position du centre de masse et du centre de rigidité

Niveau k	Position du centre de masse (m)		Position du centre de rigidité (m)		Excentricité (m)	
	X_G	Y_G	X_{CR}	Y_{CR}	E_x	E_y
12 ^{ème}	27,001	10,504	18,972	18,712	8,029	-8,208
11 ^{ème}	26,955	9,663	16,763	22,264	10,192	-12,601
10 ^{ème}	26,934	9,661	16,644	22,524	10,29	-12,863
9 ^{ème}	26,912	9,659	17,204	21,541	9,708	-11,882
8 ^{ème}	26,888	9,652	17,973	20,232	8,915	-10,58
7 ^{ème}	26,866	9,65	18,81	18,879	8,056	-9,229
6 ^{ème}	26,845	9,647	19,628	17,634	7,217	-7,987
5 ^{ème}	26,823	9,646	20,416	16,505	6,407	-6,859
4 ^{ème}	26,804	9,643	21,145	15,516	5,659	-5,873
3 ^{ème}	26,782	9,641	21,824	14,631	4,958	-4,99
2 ^{ème}	26,763	9,639	22,428	13,856	4,335	-4,217
1 ^{ème}	26,763	9,639	22,956	13,169	3,807	-3,53
RDC	26,874	9,429	23,365	12,631	3,509	-3,202

- Excentricité accidentelle : (RPA99, Art 4.3.7)

$$e_{y,acc} = \pm 0,05 * 62,80 = \pm 3,14m$$

$$e_{x,acc} = \pm 0,05 * 15,40 = \pm 0.77 m$$

VI.7. Analyse comparative des deux variantes

Les différenciations entre les deux conceptions sont représentées dans le tableau suivant :

Paramètre de comparaisons	1 ^{ère} variante	2 ^{ème} variante
Période fondamentale (s)	0,976	1,205
Nature du 1 ^{er} mode	Translation suivant X-X	Translation couplée +Torsion
Nature du 2 ^{ème} mode	Translation suivant Y-Y	Translation couplée
Nature du 3 ^{ème} mode	Torsion	Torsion
La convergence des modes à 90% Sens X-X	7 ^{ème} mode	8 ^{ème} mode
La convergence des modes à 90% Sens y-y	8 ^{ème} mode	9 ^{ème} mode
Déplacement max (cm) Sens X-X	24,035	17,711
Déplacement max (cm) Sens y-y	24,857	17,748
$0,8V_{stat} / F$ Sens X-X	0,705	1,165
$0,8V_{stat} / F$ Sens y-y	0,967	1,655
% des voiles sous charges verticales	22,23	/
% des voiles sous charges sismiques F_x	58,63	/
% des voiles sous charges sismiques F_y	69,87	/
Excentricité maximale (m)	7,68	12,86

Conclusion

Il ressort de l'analyse comparative des deux variantes retenues que la première conception présente beaucoup de points positifs que la 2^{ème}

Certes, les critères d'analyse utilisés ne sont pas les seuls, on peut ainsi approfondir la comparaison en introduisant d'autres critères (le coût de la structure...etc.). Malheureusement le temps imparti à notre P.E.F ne nous le permis pas

Et de ce fait, on va choisir la 1^{ère} variante pour finaliser notre travail.

Ferrailage des éléments structuraux

VII.1.Introduction

Même si on assure un prédimensionnement correct, une analyse statique et dynamique juste mais avec un mauvais calcul de ferrailage on va conduire notre structure à la ruine ; c'est pour cela, le ferrailage des éléments structuraux est une phase très importante de l'étude.

Le choix des matériaux étant fait au niveau du chapitre 1 (béton + acier).

Les sollicitations des différentes combinaisons prescrites par le RPA99 et le BAEL91 ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la variante retenue (1^{ère} variante) par le biais du logiciel ETABS9.7.0.

Nota : pour le calcul des sections d'acier on va illustrer un exemple pour

- Flexion composée
- Flexion simple

Les autres calculs sont obtenus à l'aide de logiciel **ROBOT EXPERT**

VII.2. Combinaisons d'action

VII.2.1.Combinaisons du RPA99/version 2003 Art5.2

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

- $G + Q \pm E$
- $0.8 G \pm E$

Avec :

G : charges permanentes ;

Q : charges d'exploitation non pondérées ;

E : action du séisme représentée par des composantes horizontales.

VII.2.2. Combinaisons du BAEL91

Les combinaisons d'actions à considérer sont :

a.l'ELU :

- $1.35 G + 1.5 Q$
- $1.35 G + 1.5 Q + 0.8 T$

b. l'ELS :

- $G + Q$
- $G + Q + 0.6 T$

Avec :

T : action de la température

VII.3. Ferrailage des portiques

VII.3.1. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont soumis à un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée à E.L.U.R et/ou à E.L.U de stabilité de forme et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.S vis-à-vis de la durabilité ; le cas de fissuration est jugé peu nuisible. Dans les calculs on peut avoir l'un des trois cas suivants :

- Section Entièrement Comprimée
- Section Entièrement Tendue
- Section Partiellement Comprimée

Dans le calcul du ferrailage, on considère les sollicitations suivantes :

- $N_{\max} \Rightarrow M$ correspondant
- $N_{\min} \Rightarrow M$ correspondant
- $M_{\max} \Rightarrow N$ correspondant

VII.3.1.1. Recommandations données par le RPA99 Artc7.4.2 :

a. Pour les armatures longitudinales

- Leur pourcentage minimal sera de : 0,9% en zone III
- RDC , 1^{er} étage $\Rightarrow$ poteaux (80 x 80) : 57,60 cm²
- 2^{ème}, 3^{ème} étage $\Rightarrow$ poteaux (75 x 75) : 50,625 cm²
- 4^{ème}, 5^{ème} , étage $\Rightarrow$ poteaux (70 x 70) : 44,10 cm²
- 6^{ème}, 7^{ème} étage $\Rightarrow$ poteaux (65 x 65) : 38,025 cm²
- 8^{ème}, 9^{ème} étage $\Rightarrow$ poteaux (60 x 60) : 32,40 cm²
- 10^{ème} , 11^{ème} , 12^{ème} étage $\Rightarrow$ poteaux (55 x 55) : 27,225 cm²
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 3% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de : 12mm

- La longueur minimale des recouvrements est de : $50 \varnothing$ en zone III
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III

b. Pour les armatures transversales

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

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

Avec :

- V_u : effort tranchant de calcul ;
- h_1 : hauteur totale de la section brute ;
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;
- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire ;
- t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée par la formule précédente ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:
 - Dans la zone nodale :
 $t \leq 10 \text{ cm.}$ en zone III
 - Dans la zone courante :
 $t' \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \varnothing_1)$ en zone III

Où $\varnothing_1$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t.b_1$ en % est donnée comme suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : \quad 0,3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : \quad 0,8\%$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: avec interpolation entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

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

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 $\varnothing_t$ minimum ;
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\varnothing$ cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

VII.3.1.2. Vérifications spécifiques

a. Sollicitations normales (RPA99 ; 7.4.3.1)

Outre les vérifications prescrites par le B.A.E.L et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

- N_d désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;
- B_c est l'aire (section brute) de cette dernière ;
- $F_{c28} = 25$ MPa est la résistance caractéristique du béton

Le calcul est représenté dans le tableau suivant :

Niveau k	Section cm*cm	combinaison	$N_{d,max}$ MN	B_c m ²	$\frac{N_d \max}{B_c \cdot f_{c28}}$	observation
12 ^{ème}	53*53	G + Q + E _y	0,265	0,2809	0,038	Vérifiée
11 ^{ème}	53*53	G + Q + E _x	0,397	0,2809	0,057	Vérifiée
10 ^{ème}	53*53	G + Q + E _x	0,539	0,2809	0,077	Vérifiée
9 ^{ème}	58*58	G + Q + E _y	0,711	0,3364	0,085	Vérifiée
8 ^{ème}	58*58	G + Q + E _y	0,835	0,3364	0,099	Vérifiée
7 ^{ème}	63*63	G + Q + E _y	1,006	0,3969	0,101	Vérifiée
6 ^{ème}	63*63	G + Q + E _y	1,179	0,3969	0,119	Vérifiée
5 ^{ème}	68*68	G + Q + E _y	1,440	0,4624	0,125	Vérifiée
4 ^{ème}	68*68	G + Q + E _y	1,774	0,4624	0,153	Vérifiée
3 ^{ème}	73*73	G + Q + E _y	2,286	0,5329	0,172	Vérifiée
2 ^{ème}	73*73	G + Q + E _y	2,906	0,5329	0,218	Vérifiée
1 ^{ème}	78*78	G + Q + E _y	3,743	0,6084	0,246	vérifiée
RDC	78*78	G + Q + E _y	4,523	0,6084	0,297	vérifiée

(*) : $N_{d,max}$ est l'effort normal max s'exerçant sur le poteau

b. sollicitations tangentes : (RPA99 ; 7.4.3.2)

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

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Où : ρ_d est égale à 0,075 si l'élançement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire

VII.3.1.3. Application des sollicitations sur le poteau

Section du poteau et (N,M) avec la combinaison correspondante pour le poteau le plus sollicité (NIV RDC)					
Sec cm ²	80*80	Sec cm ²	80*80	Sec cm ²	80*80
N _{max} KN	7985,98	N _{min} KN	-5469,92	M _{max} KN	472,18
M corr KN.m	411,994	M corr KN.m	104,83	N corr KN.m	3318,69
comb	G + Q + E _y	comb	0,8 G + E _y	comb	G + Q + E _x
T _{max} KN			259,64		

Remarque

N > 0 : Compression

M > 0 : Les fibres inférieures sont tendues

VII.3.1.4. détermination des armatures + croquis de ferrailage adopté

La section des armatures sont obtenues sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (X-X et Y-Y) pour les situations suivantes :

Situation	γ_b	γ_s	θ	$f_{c28}(MPa)$	$f_{bu}(MPa)$	$f_e(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
Durable	1,5	1,15	1	25	14,17	500	435
Accidentelle	1,15	1	0,85	25	21,74	500	500

Exemple : poteau du RDC (80*80 cm²)

N_{min} = - 5469,92 kN (Traction)

M_{corr} = 104,83 kN.m (=max{M₂, M₃})

Combinaison : 0,8G + E_y

d = 77 cm ; l=5,9 m ; C=C'= 3cm

❖ Position du centre de pression

$$GC = e = M/N = 104,83/5469,92 = 1,92 \text{ cm} < h/2 - c$$

Le centre de pression se trouve entre les deux traces des armatures et N est un effort de traction donc : **Section Entièrement Tendue (S.E.T)** ; le béton tendu étant négligé, la section résistante est constituée uniquement par les armatures.

❖ Détermination des armatures longitudinales

$$\begin{cases} M_{UA} = N_{\min} \times e_{a2} \\ N_u = N_{\min} \end{cases}$$

$$e_{a1} = 80/2 - 3 + 1,92 = 38,92 \text{ cm}$$

$$e_{a2} = 80/2 - 3 - 1,92 = 35,08 \text{ cm}$$

La solution la plus économique est obtenue en choisissant un diagramme de déformation correspondant à un $\epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$ de toutes les fibres de la section.

Avec $\sigma_{10} = 500 \text{ MPa}$ la contrainte correspondante à $\epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$ nous aurons:

$$A_1 = N \times e_{a2} / (d - c') \sigma_{10} = (5,469 \times 0,35 / (0,77 - 0,03) \times 500) 10^4 = \mathbf{51,73 \text{ cm}^2}$$

$$A_2 = N \times e_{a1} / (d - c') \sigma_{10} = (5,469 \times 0,389 / (0,77 - 0,03) \times 500) 10^4 = \mathbf{57,5 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min 1} = \frac{N_f * e_{a2}}{(e_{a1} + e_{a2}) f_e} ; \quad A_{\min 2} = \frac{N_f * e_{a1}}{(e_{a1} + e_{a2}) f_e}$$

Avec :

$$N_f = \frac{\rho \cdot v'}{e - \rho v'} B * f_{t28}$$

$$v = v' = h/2 \quad \text{et} \quad \rho = I/B v' = 1/3$$

Alors :

$$N_f = \frac{0,333 * 0,4}{-0,0192 - (0,333 * 0,4)} 0,85^2 * 2,1 = -1,326 \text{ MN}$$

Donc :

$$A_{\min 1} = \frac{Nf \cdot ea2}{(ea1 + ea2)f_e} = \frac{1,326 \cdot 0,35}{0,74 \cdot 500} 10^4 = 12,54 \text{ cm}^2 < A_1$$

$$A_{\min 2} = \frac{Nf \cdot ea1}{(ea1 + ea2)f_e} = \frac{1,326 \cdot 0,389}{0,74 \cdot 500} 10^4 = 13,94 \text{ cm}^2 < A_2$$

L'alternance du signe du moment nous amène à choisir un ferrailage symétrique :

$$A_{s1} = A_{s2} = \max \{A_1, A_2\} = 57,5 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage des deux autres faces nous donne des sections inférieures à ces deux faces

On prend pour les quatre faces : $A_s = 57,5 \text{ cm}^2$

Choix des barres par face: 6HA 32+ 2HA 25 $\Rightarrow A_s/\text{face} = 58,07 \text{ cm}^2$

❖ Détermination des armatures transversales selon le RPA99

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec : $V_u = 259,64 \text{ KN}$ et $f_e = 500 \text{ Mpa}$

- Espacement des cadres selon le RPA99 v 2003

La valeur maximale est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale :
 $t \leq 10 \text{ cm.}$

On prend une valeur de $t = 10 \text{ cm.}$

- Dans la zone courante :
 $t' \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \varnothing_1)$

$\varnothing_1$: diamètre minimal longitudinal

On prend : $t' = 20 \text{ cm.}$

- Détermination de ρ_a

- Calcul de λ_g :

$$\lambda_g = \min (l_f / a ; l_f / b) \text{ où } l_f = 0,7 * 3,4 = 2,38 \text{ m}$$

$$\lambda_g = 2,975 < 5 \text{ donc } \rho_a = 3,75$$

Alors :

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \cdot t = \frac{3,75 * 0,259 * 0,1}{0,8 * 500} = 2,43 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,43 \text{ cm}^2$$

- Vérification la section minimale des cadres

$$(A_t / t b_1) \% = \begin{cases} 0,3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Dans notre cas : $\lambda_g = 2,975 \Rightarrow A_t / t b_1 = 0,304\% < 0,8\%$ condition non

Vérifiée donc on prend le minimum du RPA

$$A_t = 0,008 \cdot t \cdot b_1 = 6,4 \text{ cm}^2$$

- ❖ Détermination des armatures transversales selon BAEL 91

$$\varnothing_t \leq \min \{h/35, b/10, \varnothing_1\}$$

$$\varnothing_t \leq \min \{2,28, 8, 3,2\} \text{ (cm)}$$

$$\Rightarrow \varnothing_t = 10 \text{ mm}$$

On choisit 6 cadres de $\varnothing 10$

- Espacement au voisinage de l'appui

- Mécaniquement nécessaire : (Art A.5.1,23)

$$S_{t_1} \leq \frac{A_t \cdot f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}{b \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}$$

Avec :

$$A_t = 2,43 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \pi/2 \text{ (cadres droit)}$$

$$K = 1 \text{ (sans reprise de bétonnage)}$$

$$\tau_u = V/bd = (259,64/0,8 \times 0,77)10^{-3} = 0,42 \text{ Mpa avec : } V = 259,64 \text{ KN}$$

$$\text{Alors : } St_1 \leq 62,62 \text{ cm}$$

- **Dispositions constructive (Art. A.5.1,22)**

$$St_2 < \min [0,9 d ; 40\text{cm}]$$

$$St_2 \leq 40 \text{ cm}$$

- **Section minimale (Art.A.5.1,22)**

$$St_3 \leq A_t f_e / 0,4b = 37,81 \text{ cm}$$

$$St_{BAEL} \leq \min \{St_1, St_2, St_3\} \Rightarrow St_{BAEL} = 30 \text{ cm}$$

$$A_{t_{\max}} = \max \{A_{t_{RPA}} ; A_{t_{BAEL}}\} \Rightarrow A_{t_{RPA}} = 6,4 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des cadres et espacement**

$$10 \text{ } \varnothing 10 \Rightarrow A_t = 7,85 \text{ cm}^2 \text{ (6 cadres de } \varnothing 10 \text{)}$$

$$St = 10 \text{ cm ; en zone nodale}$$

$$St = 20 \text{ cm ; en zone courante}$$

❖ **Vérification des poteaux vis-à-vis la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = V/bd = 0,42 \text{ Mpa}$$

—

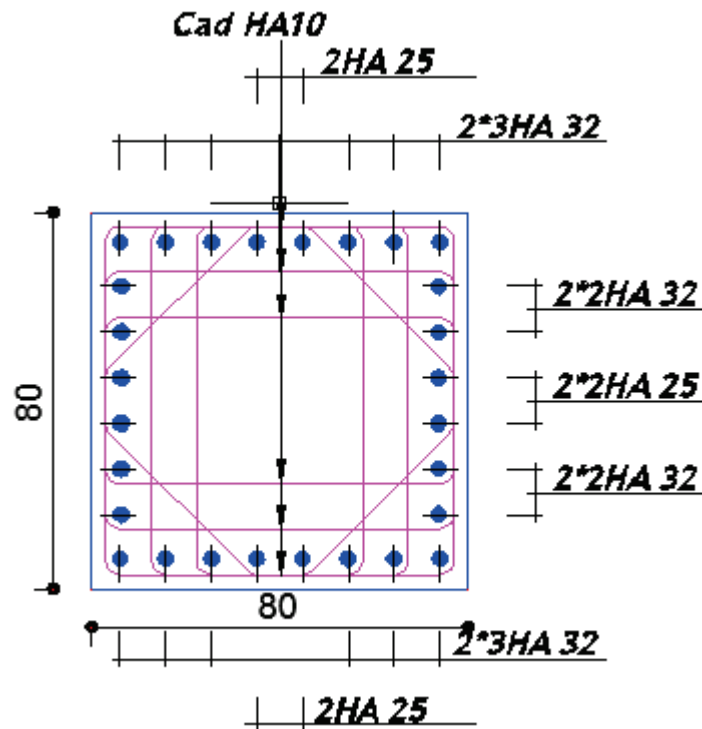
$$\bar{\tau} = \min (0,20 \times (f_{c28}/\gamma_b), 4\text{Mpa}) = 4\text{Mpa (BAEL91)}$$

—

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28} = 0,04 \times 25 = 1 \text{ Mpa (RPA art7.4.3.2)}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \tau < \bar{\tau} & \text{Condition vérifiée.} \\ \tau < \bar{\tau}_u & \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

❖ Croquis de ferrailage



Coupe transversale du poteau du Niveau RDC

Les résultats du ferrailage des autres sections sont présentés dans le tableau suivant :

Niveau d'étage	Section du poteau (cm ²)	max{A ₁ , A ₂ } (cm ²)	A _{min} du RPA (cm ²)	A _{max} du RPA Zone courante (cm ²)	A _{total} Retenue (cm ²)	Choix total des barres
10 ^{ème}	55*55	5,4	27,23	121	32,17	16 HA 16
8 ^{ème}	60*60	6,2	32,4	144	40,21	20 HA 16
6 ^{ème}	65*65	12,5	38,03	169	44,74	4 HA20 + 16HA16
4 ^{ème}	70*70	21,5	44,1	196	75,4	24 HA 20
2 ^{ème}	75*75	37,4	50,63	225	137,44	28 HA 25
RDC	80*80	57,5	57,6	256	200,12	20 HA32+8 HA25

VII.3.2. Ferrailage des poutres

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

Les espaces entre cadres varient en fonction de l'effort tranchant, resserrés quand l'effort tranchant est important, en général près des appuis, et plus espacés quand l'effort tranchant est faible, en général vers le milieu des poutres.

Les poutres seront calculées en flexion simple avec un cas de fissuration jugée peu nuisible. Le dimensionnement se fera à l'E.L.U.R et la vérification des contraintes à l'E.L.S

VII.3.2.1.Recommandations du RPA 99 Art 7.5.2:

a.Pour les armatures longitudinales

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0.5% de toute section.
- Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ (zone III).
- Les cadres des nœuds, disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle

b.Pour les armatures transversales

- La quantité des armatures transversales est de : $A_t = 0.003.S.b$
- L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de « $h/4, 12\phi_1$ » ;
 - En dehors de la zone nodale l'espacement doit être de « $s < h/2$ ».
- La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VII.3.2.2. Détermination des armatures + croquis de ferrailage adopté

La section des armatures sont obtenues sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (X-X et Y-Y) pour les situations suivantes

Situation	γ_b	γ_s	θ	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	$f_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	1,5	1,15	1	25	14,17	500	435
Accidentelle	1,15	1	0,85	25	21,74	500	500

Exemple : poutre du RDC (35*45 cm² ; sens porteur)

❖ **Ferrailage en travée :**

Sous la combinaison $G + Q + E_x$

$b=35\text{cm}$, $h=45\text{cm}$, $d=42\text{cm}$, $f_e= 500 \text{ MPA}$, $C = 3\text{cm}$

$M_U = 0,319 \text{ MN.m}$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = 0,237$$

$$\epsilon_{es} = f_e / (E_s \times \gamma_s) = 2,5.10^{-3}$$

$$\gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = 1,37$$

$$\mu \leq \mu_c = 0,3417 \text{ S.S.A.C}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,343$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,362 \text{ m}$$

$$\epsilon_s = 3,5(1/\alpha - 1).10^{-3} = 5,327.10^{-3} > \epsilon_{es} = 2,5.10^{-3}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = 17,62 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{tj28}}{f_e} = 1,4 \text{ cm}^2 < A_s$$

Condition vérifiée

Soit la section adoptée :

$$4 \text{ HA16} + 4 \text{ HA20} = 20,61 \text{ cm}^2$$

❖ Ferrailage en appuis

$$M = 320,046 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 17,70 \text{ cm}^2$$

Soit la section adoptée :

$$4 \text{ HA16} + 4 \text{ HA20} = 20,61 \text{ cm}^2$$

• Pourcentage exigé par RPA99

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section : $A_s \geq 0.5\%bh$

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0,005 \times 35 \times 45 = 7,88 \text{ cm}^2 < A_s \text{ calculée}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,04 \times 35 \times 45 = 63 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

• Influence de la température sur les poutres

Sous l'effet de la température la poutre travaille en traction

$$N = -601,75 \text{ KN sous combinaison } 1,35G + 1,5Q + 0,8T$$

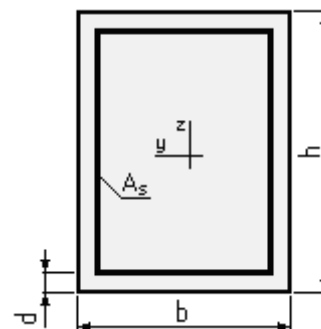
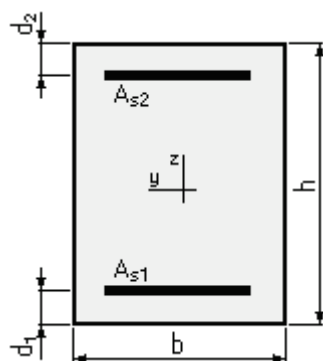
$$A_s = 13,8 \text{ cm}^2$$

Puisque la poutre travaille à la traction, la section d'armature sera répartie sur toute la périphérie de la poutre

Les barres d'acier filantes prévu l'or du ferrailage sous combinaison accidentelles sont suffisantes pour rapporter l'effet de la température

$$\text{Les barres d'acier filantes : } 8 \text{ HA20} = 25,14 \text{ cm}^2$$

- Dans le cas où la section d'acier n'est pas suffisante, alors on est obligé de rajouter des armatures filantes au niveau des parois verticales (comme les armatures de peau)



Répartition des armatures
dans le cas de la flexion

Répartition des armatures
dans le cas de la traction

❖ Détermination des Armatures transversales

$$A_t = 0,003.S.b$$

S : l'espacement max entre les armatures transversales.

• Espacement des cadres selon RPA

➤ Zone nodale :

$$St \leq \min (h/4 ; 12 \phi_L)$$

$$St \leq 11,25 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

➤ Zone courante :

$$St \leq h/2 ;$$

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

Alors :

$$\left\{ \begin{array}{ll} A_t = 1,05 \text{ cm}^2 & ; \text{ en zone nodale} \\ A_t = 2,1 \text{ cm}^2 & ; \text{ en zone courante} \end{array} \right.$$

❖ Détermination des armatures transversales selon BAEL 91

$$\phi_t \leq \min \{ h/35, b/10, \phi_1 \}$$

$$\phi_t \leq \min \{ 1,29, 3,5, 2,0 \} \text{ (cm)}$$

$$\Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On choisit 1 cadre $\phi 8$ + 2 étriers de $\phi 8$

• Espacement au voisinage de l'appui

▪ Mécaniquement nécessaire (Art A.5.1,23)

$$St_1 \leq \frac{At.f_e(\cos \alpha + \sin \alpha)}{b \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}$$

Avec :

$$A_t = 3,02 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \pi/2 \text{ (cadres droit)}$$

$$K = 0 \text{ (avec reprise de bétonnage)}$$

$$\tau_u = V/bd = (429,96/0,35 \times 0,42) 10^{-3} = 2,92 \text{ Mpa avec : } V = 429,96 \text{ KN}$$

$$\text{Alors : } St_1 \leq 11,50 \text{ cm}$$

▪ Dispositions constructives (Art. A.5.1,22)

$$St_2 < \min [0,9 d ; 40\text{cm}]$$

$$St_2 \leq 37,8 \text{ cm}$$

- **Section minimale (Art.A.5.1,22)**

$$St_3 \leq At f_e / 0,4b = 71,78 \text{ cm}$$

$$St_{BAEL} \leq \min \{St_1, St_2, St_3\} \Rightarrow St_{BAEL} = 10\text{cm}$$

$$At_{\max} = \max \{At_{RPA} ; At_{BAEL}\} = 3,14 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Choix des cadres et espacement**

$$6 \text{ } \varnothing 8 \Rightarrow At = 3,02 \text{ cm}^2 \text{ (1 cadre+2étriers de } \varnothing 8 \text{)}$$

$$St = 10\text{cm} ; \text{ en zone nodale}$$

$$St = 20 \text{ cm} ; \text{ en zone courante}$$

- ❖ **Vérification des poutres à l'effort tranchant**

- **Selon BAEL**

$$\overline{\tau} = \min (0.2 \times (f_{c28} / \gamma_h) , 4\text{Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa} > \tau_u = 2,92 \text{ MPa} \text{ vérifiée}$$

- ❖ **Vérification vis à vis de l'état limite de service :**

- **Position de l'axe neutre :**

$$1/2 b y^2 + \eta A_s' (y - c') - \eta A_s (d - y) = 0$$

$$A_s' = 0, A_s = 17,6 \text{ cm}^2/\text{ml}, \eta = 15$$

$$1/2 b y^2 - \eta (A_s (d - y)) = 0$$

$$1,75 y^2 + 26,4y - 1108,8 = 0$$

$$\Delta = 8458,56$$

$$y = 18,73 \text{ cm}$$

- **moment d'inertie**

$$I = 1/3 b y^3 + 15 A_s (d - y)^2$$

$$I = 219612,59 \text{ cm}^2$$

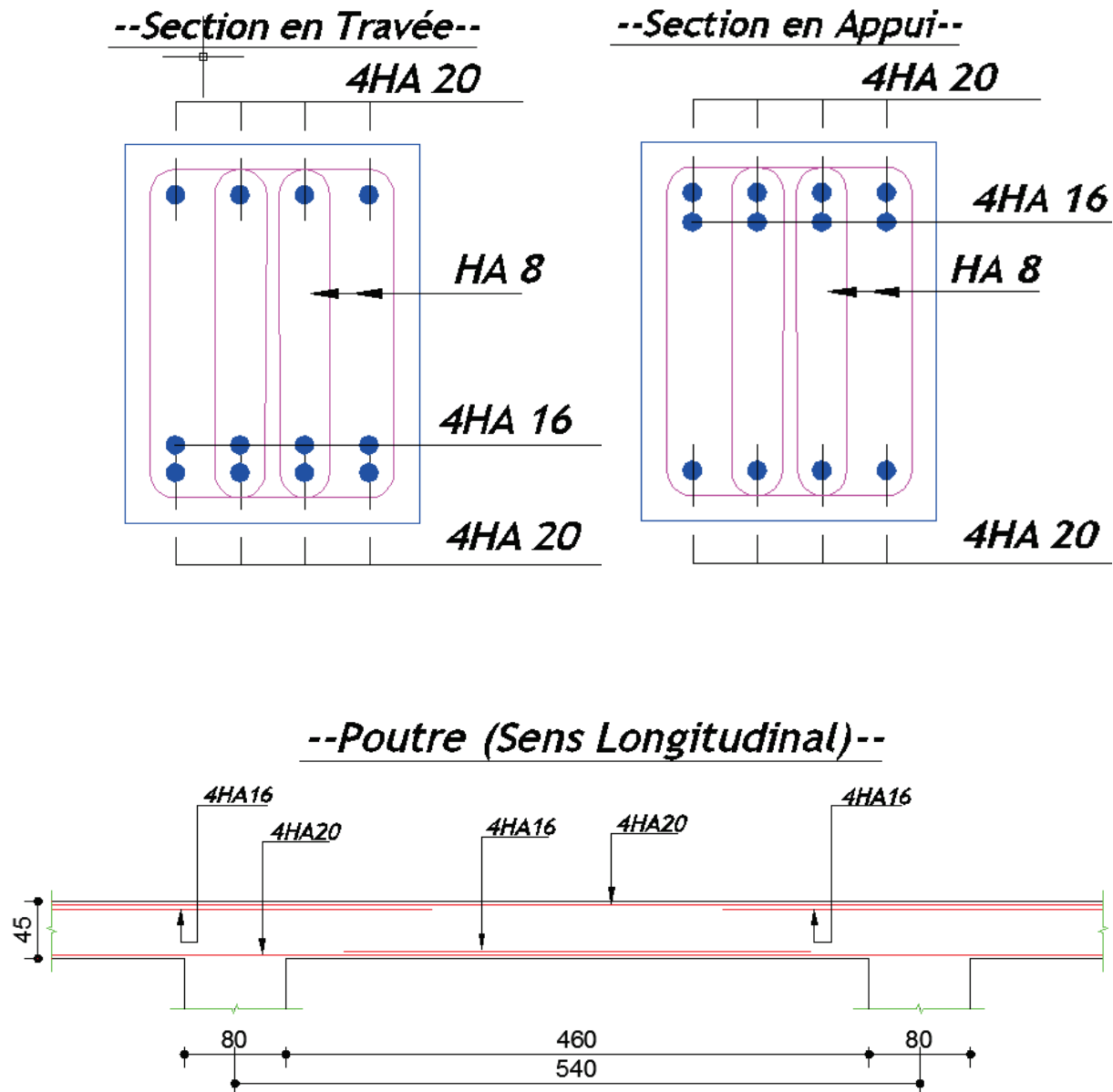
$$M_{ser} = 0,150 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} y / I = 12,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{adm} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \sigma_{adm} : \text{ condition vérifiée}$$

❖ Croquis de ferrailage



Exemple2 : poutre transversale (non porteuse)

D'après RPA99art 7.5.2.1

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui

- **Ferrailage en travée**

Sous la combinaison 0,8G+ E_x

b=30cm , h=40cm , d=37cm , f_e= 500 MPA , C = 3cm

M_U = 71,73 KN.m

$$A_s = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = 4,1 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{tj28}}{f_e} = 1,07 \text{ cm}^2 < A_s$$

Condition vérifiée

Soit la section adoptée :

$$3 \text{ HA14} = 4,62 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Ferrailage en appuis**

M = 109,92 KN.m

$$A_s = 6,4 \text{ cm}^2$$

Soit la section adoptée :

$$6 \text{ HA14} = 9,24 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage exigé par RPA99**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section : $A_s \geq 0.5\%bh$

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6,00 \text{ cm}^2 < A_s \text{ calculée}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

- ❖ **Choix des cadres et espacement**

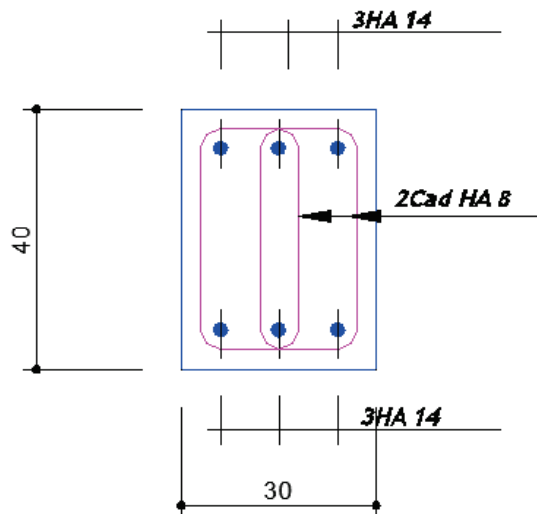
$$4 \text{ } \varnothing 8 \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ (2 cadre } \varnothing 8 \text{)}$$

St = 7 cm ; en zone nodale

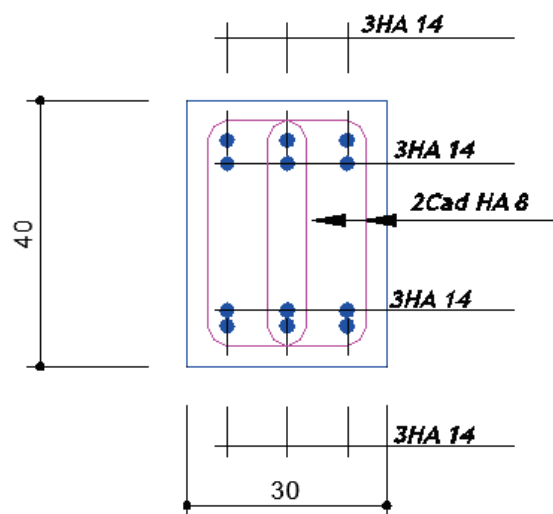
St = 15 cm ; en zone courante

❖ Croquis de ferrailage

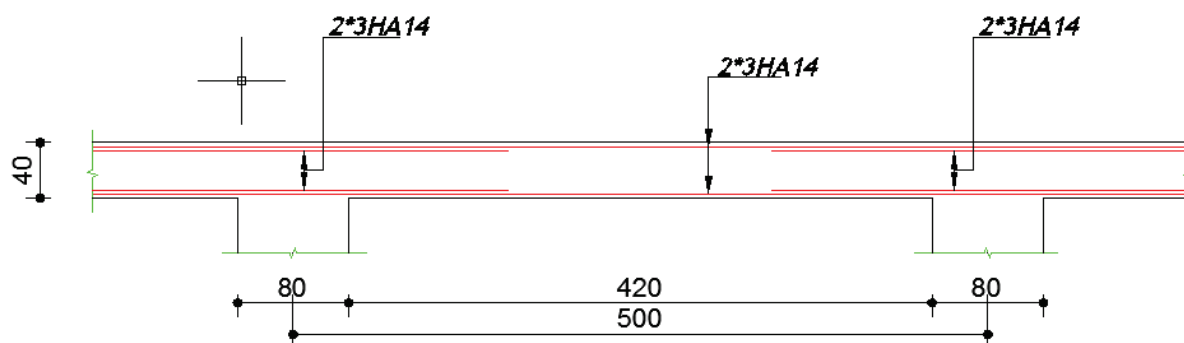
--Section en Travée--



--Section en Appui--



--Poutre Non Porteuse (Sens Transversal)--



VII.4. Ferrailage des voiles

VII.4.1. Introduction

Sous l'action des charges latérales, les voiles se comportent comme une console verticale fléchie encastrée dans la fondation ; de ce fait le voile est sollicité par un effort normal "N", un effort tranchant "V" et un moment fléchissant "M" qui est max dans la section d'encastrement.

Ils seront calculées en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrailage sera composé d'armatures verticales, d'armatures horizontales et d'armatures transversales.

Les voiles ont tous des ouvertures se qui provoque une concentration de contraintes autour d'elles, on procède alors au renforcement de cette partie.

La fissuration étant jugé peu nuisible le dimensionnement se fera à l'E.L.U.R et la vérification des contraintes à l'E.L.S.

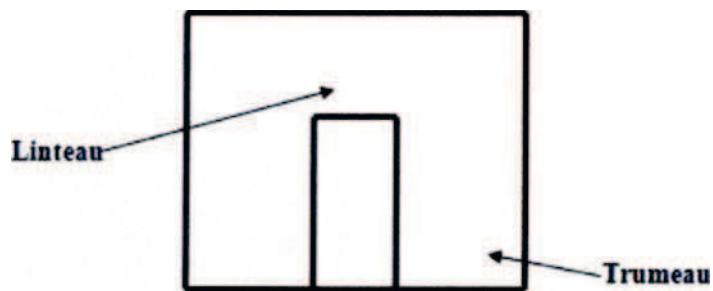


Figure Voile avec ouverture

VII.4.2. Recommandations exigées par le RPA99

VII.4.2.1. pour les trumeaux : (RPA99 art7.7.4.1)

a. Aciers verticales

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 et reportées ci-dessous :

- L'effort de traction encastré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontal du béton tendu ;
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être liaaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile ;
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm ;

- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b. Aciers horizontaux

- les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine ;
- Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ ;

Remarque : Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10%

VII.4.2.2. pour les linteaux (RPA99 art 7.7.3.3)

a. Armatures longitudinales

$$(A_1, A_1') > 0,0015.b.h \text{ (0,15\%)}$$

b. Armatures transversales

- Pour $\tau_b < 0,025 f_{c28}$: $A_t > 0,0015.b.s \text{ (0,15\%)}$
- Pour $\tau_b > 0,025 f_{c28}$: $A_t > 0,0025.b.s \text{ (0,25\%)}$

c. Armatures en section courante (armature de peau)

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0,20%.

VII.4.2.3. Règles communes (RPA99 ; 7.7.4.3)

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 1.5e$ e : épaisseur du voile
 - $S \leq 30\text{cm}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.

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

VII.4.3. Vérification des voiles à l'effort tranchant (RPA99 art 7.2.2)

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile. majoré de 40% , la contrainte de cisaillement dans le béton est limité comme suit :

$$\text{Avec : } \tau_u = (1,4 V / b_0 d) \leq \bar{\tau} = 0,2 f_{c28}$$

- V_u : Effort tranchant à la base du voile
- b_0 : épaisseur du voile
- d : hauteur utile $= 0,9 h$
- h : hauteur totale de la section brute

• Méthode de calcul

La méthode utilisée est la méthode de la RDM qui se fait pour une bande de la largeur (d).

• Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

L_t : longueur tendue

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues .

✓ Section entièrement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

e : épaisseur du voile

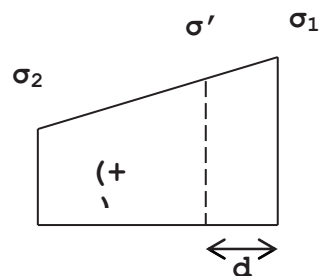


Fig.1 : diagramme d'une section entièrement comprimée

✓ Section partiellement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

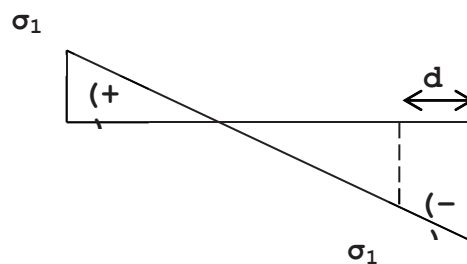


Fig 2 : diagramme d'une section partiellement comprimée

✓ Section entièrement tendue

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

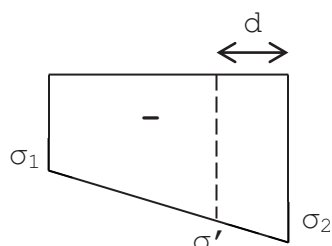


Fig.3 : diagramme d'une section entièrement tendue

❖ Armatures verticales

a) Section entièrement comprimée

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile

σ_s : Contrainte de l'acier

b) Section partiellement comprimée

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier

c) Section entièrement tendue

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier

VII.4.4. Ferrailage du trumeau + croquis de ferrailage adopté :

- Exemple de calcul :

Voile du RDC : $b=20\text{cm}$, $C = C' = 3\text{cm}$, $L=3\text{m}$

Sous la combinaison "0,8G+Ex" on a les sollicitations
suivantes : $M = 62,09 \text{ KN.m}$ $N = - 487,11 \text{ KN}$ (traction)

Situation	γ_b	γ_s	θ	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	$f_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Accidentelle	1,15	1	0,85	25	21,74	500	500

$$GC = e = M/N = 546,829 / -1185,56 = -46,12 \text{ cm} < d-c/2 \quad \text{S.E.T}$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{\max} = -3798.69 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -153.17 \text{ KN/m}^2$$

⇒ La section est entièrement tendue

$$L_c = 0, L_t = L = 3.00 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en trois bandes de longueur (d) Avec :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 1.70 \text{ m}$$

Soit un tronçon d = 1.00 m

a) 1^{er} tronçon :

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \frac{d}{L} = -2583.52 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = -638.211 \text{ KN}$$

- **Armatures verticales**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 12.76 \text{ cm}^2$$

b) 2^{ème} tronçon :

$$\sigma_2 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \frac{d}{2L} = -1291.76 \text{ KN/m}^2$$

$$N_2 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = -387.528 \text{ KN}$$

- **Armatures verticales**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 7.75 \text{ cm}^2$$

c) 3^{ème} tronçon

$$\sigma_3 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \frac{d}{3L} = -861.17 \text{ KN/m}^2$$

$$N_3 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) d \cdot e = -215.293 \text{ KN}$$

- **Armatures verticales :**

$$A_{v3} = \frac{N_3}{\sigma_{s2}} = 4.30 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{vt} = 12,76 + 7,75 + 4,3 = 24,81 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 12,41 \text{ cm}^2/\text{face}$

Choix des barres par face :

2 HA14 espacement de 10cm + HA12 e=20cm

- **Section minimale du RPA**

$$0,15\% bL = 9 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Ferrailage transversal**

$V_u = 679,36 \text{ KN}$ correspond a la combinaison $G + Q + E_x$

$$\tau_u = (1,4 \times 0,679 / 0,2 \times 2,7) = 1,76 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \quad \text{condition vérifiée}$$

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

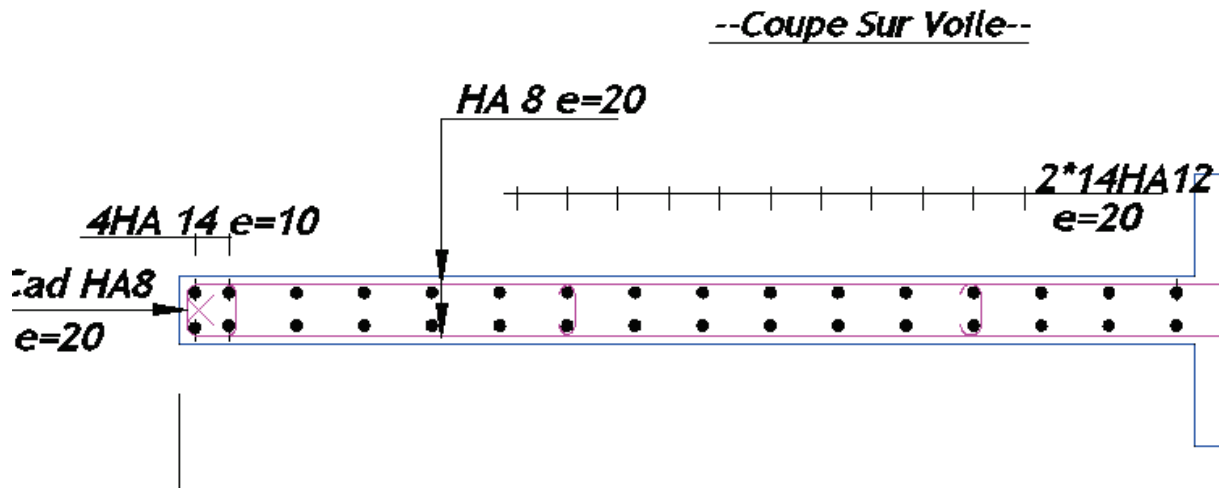
$$A_t \geq \frac{b_0 S_t \tau_u}{0,8 f_e} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{0,2 \times 0,2 \times 1,76}{0,8 \times 500} = 1,8 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t > 1,8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des barres 5 HA8/ml $\Rightarrow A_t = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- ❖ **Croquis de ferrailage**



VII.5.Ferrailage des dalles

VII.5.1.Introduction :

Dans notre projet on distingue deux type de plancher

- Plancher en dalle pleine
- Plancher en corps creux

Les plancher en générale travail à la flexion simple, donc le calcul de la section d'acier est en fonction du moment fléchissant trouver.

On distingue plusieurs méthodes de calcul

- Pour la dalle pleine
 - A partir de l'abaque de Pigeaud
 - A partir de l'annexe F3
- Pour les planchers en corps creux
 - Méthode forfaitaire pour les plancher a surcharge modéré
 - méthode de Caquot

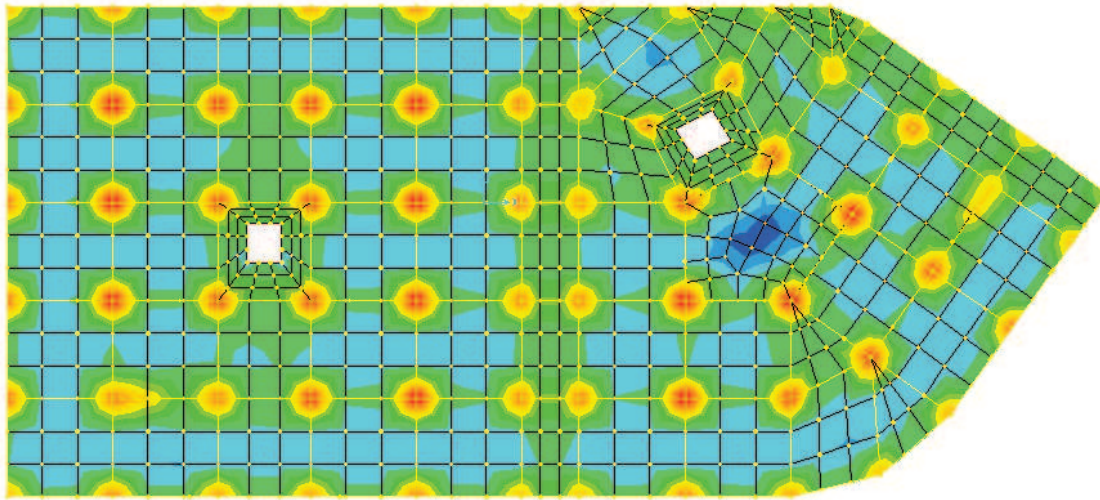
Le calcul de la section d'acier et la vérification des contraintes se fait à l'aide de logiciel **Robot Expert**

VII.5.2.Plancher en dalle pleine

La dalle est portante dans les deux directions car le rapport des portées est compris ($0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1$) (voire le chapitre III) donc elle a un comportement

flexionnel dans les deux sens (sens xx et sens yy)

L'exploitation des résultats du modèle numérique est à l'aide de la **cartographie des panneaux**



Cartographie des panneaux

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m

En déduit le moment max et en généralise le ferrailage sur toute la section

▪ Application :

Hauteur de la dalle20cm

Enrobage.....3cm

Hauteur utile.....17cm

La fissuration est considérer peu nuisible

VII.5.2.1.Calcul des moments

❖ Sens xx

• Moment en travée

Mu (KN.m)	fc28(MPa)	σ_s (MPa)	fbu(MPa)	Z(cm)	$A_{s,min}$ cm ²	$A_{s,calculé}$ cm ² /ml	choix	As cm ²
30,89	25	435	14,17	16,3	1,8	4,4	5HA12	5,65

• Moment sur appui

Mu (KN.m)	fc28(MPa)	σ_s (MPa)	fbu(MPa)	Z(cm)	$A_{s,min}$ cm ²	$A_{s,calculé}$ cm ² /ml	choix	As cm ²
33,37	25	435	14,17	16,3	1,8	4,7	5HA12	5,65

❖ Sens yy

• Moment en travée

Mu (KN.m)	fc28(MPa)	σ_s (MPa)	fbu(MPa)	Z(cm)	$A_{s,min}$ cm ²	$A_{s,calculé}$ cm ² /ml	choix	As cm ²
33,98	25	435	14,17	16,3	1,8	4,8	5HA12	5,65

Mu (KN.m)	fc28(MPa)	σ_s (MPa)	fbu(MPa)	Z(cm)	$A_{s,min}$ cm ²	$A_{s,calculé}$ cm ² /ml	choix	As cm ²
36,51	25	435	14,17	16,2	1,8	5,2	5HA12	5,65

VII.5.2.2.Vérification des contraintes

❖ Sens xx

	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	22,62	4,6	6,4	15	258,8	500
appui	24,04	4,6	6,8		272,7	

❖ Sens yy :

	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	24,49	4,6	6,9	15	277,8	500
appui	26,30	4,6	7,4		298,3	

Nota : la combinaison qui donne le moment max est $1.35G+1.5Q$

VII.5.2.3.Justification des armatures d'effort tranchant :

$$\tau = \frac{Vu}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$Vu_{max}=61,96 \text{ kn.m}$$

$$\tau = \frac{61,96}{1*0,17} = 0,36 \text{ MPA}^2$$

$\tau \leq 1.16$ condition vérifier

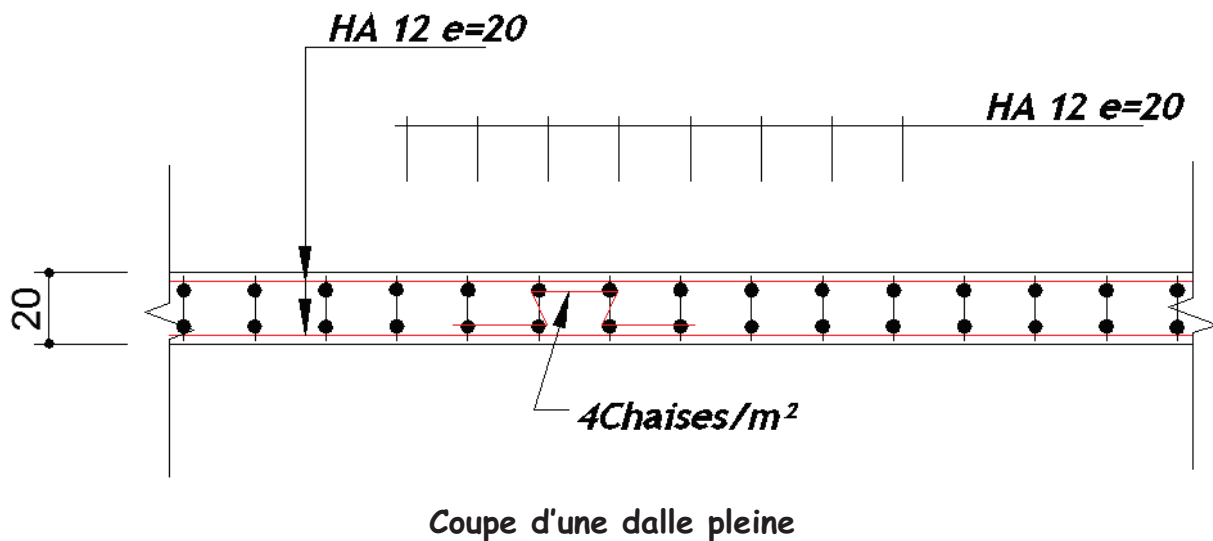
VII.5.2.3.Calcul d'espacement entre les barres

L'espacement dans le cas de charges réparties, ne doit pas dépasser

Direction la plus sollicitée $e=\min(3h,33\text{cm})=33\text{cm} \geq e_{hoisit}=20\text{cm}$

Direction perpendiculaire $e=\min(4h,45\text{cm})=45\text{cm} \geq e_{hoisit}=20\text{cm}$

❖ Croquis de ferrailage



VII.5.3. Pancher en Corps creux

VII.5.3.1. poutrelles :

Le ferrailage des poutrelles se fera en deux étapes :

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

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

1^{ère} étape

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

Cette étape correspond à l'avant coulage du béton. La poutrelle se calcule comme une poutre isostatique travaille la flexion simple. (On utilise des poutres préfabriquées sur chantier).

- Poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12$ KN/ml.

- Poids propre du corps creux : $0.60 \times 0.95 = 0.57$ KN/ml.

$$G = 0.69 \text{ KN/ml.}$$

- Surcharge d'exploitation du chantier : $1.00 \times 0.60 = 0.60$ KN/ml.

$$Q = 0.60 \text{ KN/ml.}$$

La hauteur de la poutrelle h = 25cm

La hauteur de la dalle de compression.....ho = 5 cm

La largeur de la nervure bo =12 cm

Enrobage c = 3 cm

La hauteur utiled = 22 cm

La largeur de la dalle de compressionb = 60 cm

VII.5.3.1.a. Calcul des sollicitations

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

A l'E.L.U : $P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.69 + 1.5 \times 0.60$

$$\Rightarrow P_u = 1.83 \text{ Kn/ml.}$$

A l'E.L.S : $P_{ser} = G + Q = 0.69 + 0.60$

$$\Rightarrow P_{ser} = 1.29 \text{ Kn/ml.}$$

Le moment maximum d'une poutre isostatique, est donné par :

$$M_{max} = PL^2/8 \text{ (dans notre cas } L_{max} = 5.00\text{m)}$$

D'où: à l'E.L.U: $M_u = P_u L^2/8$

$$M_u = 5.72 \text{ Kn/ml.}$$

à l'E.L.S : $M_{ser} = P_{ser} L^2/8$

$$M_{ser} = 4.03 \text{ Kn/ml.}$$

L'effort tranchant maximum est donné par :

$$T_{smax} = P_{ser}.L/2 = 3.23 \text{ Kn.}$$

$$T_{umax} = P_u.L/2 = 4.58 \text{ Kn.}$$

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

VII.5.3.1.b.Ferrailage

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

$$\mu = M_u / (b.d^2.f_{bu}) = 5.72 / [0.12 \times (0.036)^2 \times 14.17 \times 10^3] = 2.59$$

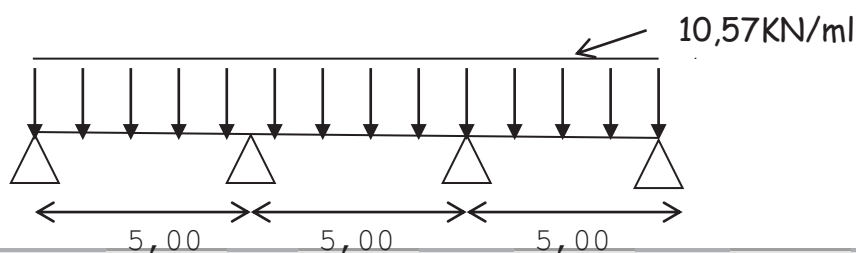
$\mu > \mu_c = 0.303$, d'où les armatures comprimées sont nécessaires afin d'équilibrer le moment M , mais comme on est limitée par la section du béton ($12 \times 4 \text{ cm}^2$), il est donc impératif de prévoir des étais pour que la poutrelle supporte les charges avant le durcissement de la table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

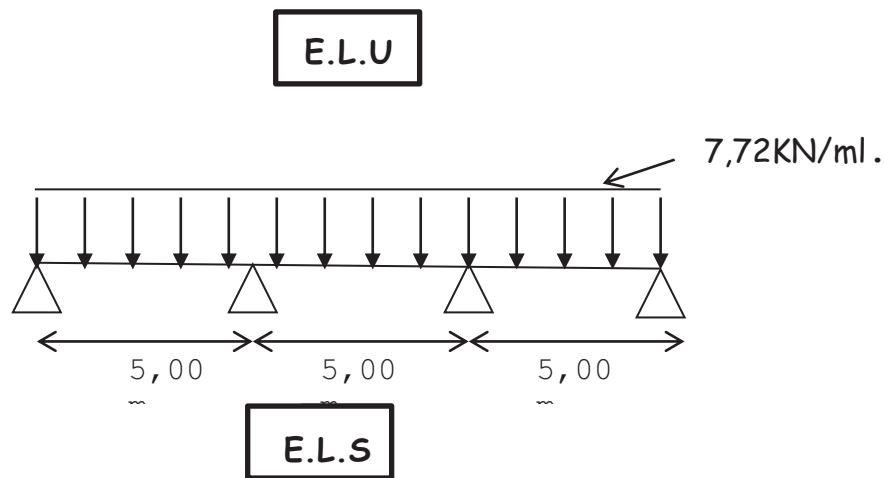
2^{eme} étape

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

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	Pu (KN/ml)	P _{ser} (KN/ml)
Plancher terrasse inaccessible	6.72	1.00	10.57	7.72
Plancher étage courante	5.74	1.5	10.00	7.24

Schémas statiques





Pour la détermination des moments (E.L.U, E.L.S) et des efforts tranchants on a utilisé la méthode forfaitaire

- **Domaine d'application BAEL 91 artB.6.2,21**
 - $Q \leq (2G, 5\text{KN/m}^2)$
 - les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ;
 - les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25
 - la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements.
- **Principe de la méthode BAEL 91 artB.6.2,22**

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la « travée de comparaison », c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges. Les valeurs forfaitaires adoptées doivent avoir reçu la sanction de l'expérience

Application

$$M_t + (M_w + M_e)/2 \geq \text{Max} (1,05M_0, (1 + 0,3\alpha)M_0)$$

$$M_t \geq (1 + 0,3\alpha)M_0/2 \text{ dans une travée intermédiaire,}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha)M_0/2 \text{ dans une travée de rive.}$$

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

$$0,6M_0 \text{ pour une poutre a deux travées,}$$

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

$0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

$0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

Avec :

$$\alpha = Q/(G+Q) = 0,21$$

$$M_0 = ql^2/8$$

$$M_0 = 18,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{t\max} = 0,7M_0 = 13,13 \text{ KN.m}$$

$$M_{a\max} = 0,5 M_0 = 9,38 \text{ KN.m}$$

- En travée

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

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

$$b = 0,60 \text{ m}, h_0 = 0,05 \text{ m}, h = 0,25 \text{ m}$$

$$d = 0,22 \text{ m}$$

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

$$M_t = 0,60 \cdot 0,05 \cdot 14,17 \cdot (0,22 - 0,025) \cdot 10^3 = 82,89 \text{ KN.m}$$

$$M_{ul} < M_t \text{ axe neutre dans la table}$$

Donc on est ramené à l'étude d'une section rectangulaire 60x25

$$S = (b \cdot h) = (60 \times 25) \text{ cm}^2.$$

en travée	M_u (KN)	Z (cm)	Y (cm)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	$A_{s\min}$ (cm ²)	Choix des barres	$A_{s\text{adop}}$ (cm ²)
	13,13	22,70	0,9	435	1,30	1,28	3HA10	2,36

- Sur appui

$M_{ul} = 9,38 \text{ KN.m}$: axe neutre dans la nervure $\Rightarrow$ On fait le calcul pour une section $S = (b_0 \cdot h) = (12 \times 25) \text{ cm}^2$.

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

en appui	M_u (KN)	Z (cm)	Y (cm)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	$A_{s_{min}}$ (cm ²)	Choix des barres	$A_{s_{adop}}$ (cm ²)
	9,38	21,70	3,2	435	1,00	0,26	1HA12	1,13

NOTA : pour les armatures en appui on ajoute une barre de montage de HA10

a) Armatures transversales : (art.A.7.2.2 / BAEL91)

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

$$\Phi_t = \min (25/35, 12/10, 1.6) = 0.71 \text{ cm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\Phi 8$

$$A_{st}=1.01\text{cm}^2$$

b) Espacement des armatures :(Art. A .5 .1, 22, BAEL 91)

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

$$S_t \leq \min (19.8 \text{ cm} , 40 \text{ cm}) = 19,8 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

VII.5.3.1.c.Vérifications nécessaires

a)Condition de fragilité non fragilité

En travée :

$$A_{min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e$$

$$A_t = 2,5 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,28 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$ Condition vérifiée

En appui :

$$A_{min} = 0,23 b_0 d f_{t28} / f_e$$

$$A_a = 3,9 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$ Condition vérifiée

b) vérification de l'effort tranchant (art .A.5, 1.1 /BAEL 91)

$$V_u^{max} = 26,25 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{max} / b_0.d = 26,25.10^3 / 120.220$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,99 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$ Condition vérifiée

VII.5.2.1.d.Vérifications des contraintes a l ELS

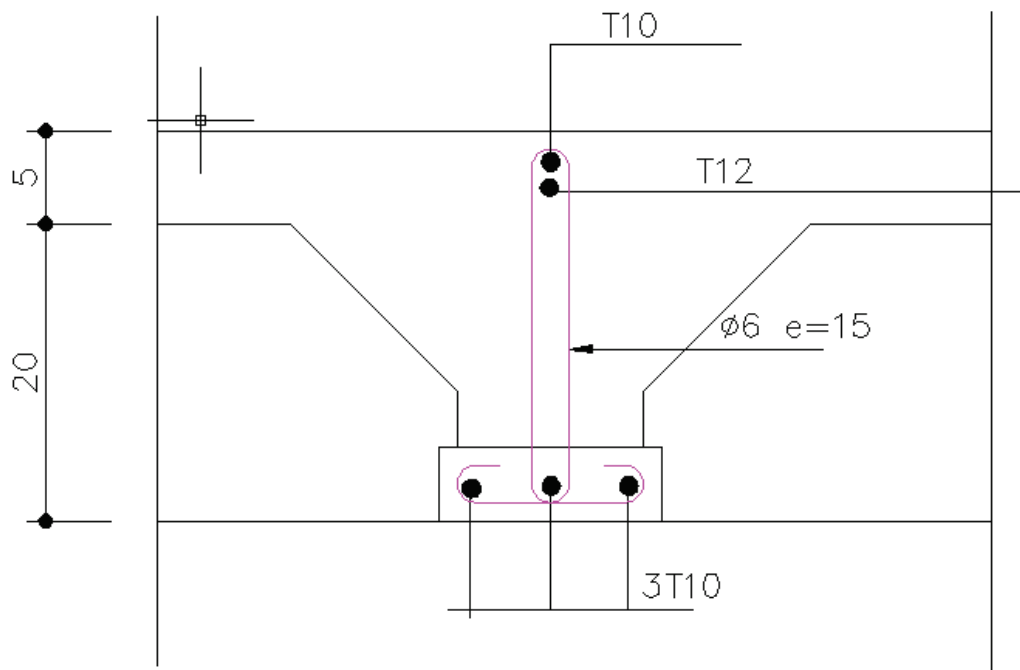
▪ En travée

M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)
9,50	4,7	3,2	15	187,7	500

▪ En appui

M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)
6,79	6,7	8,1	15	297,2	500

❖ Croquis de ferrailage



VII.5.3.2.dalle de compression

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

Les conditions suivantes doivent être respectées :

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

Soit : A : La section des armatures perpendiculaires aux nervures.

(A en : cm^2 pour mètre de nervures).

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

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

Si : $50 \leq L \leq 80$

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

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

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

Soit :

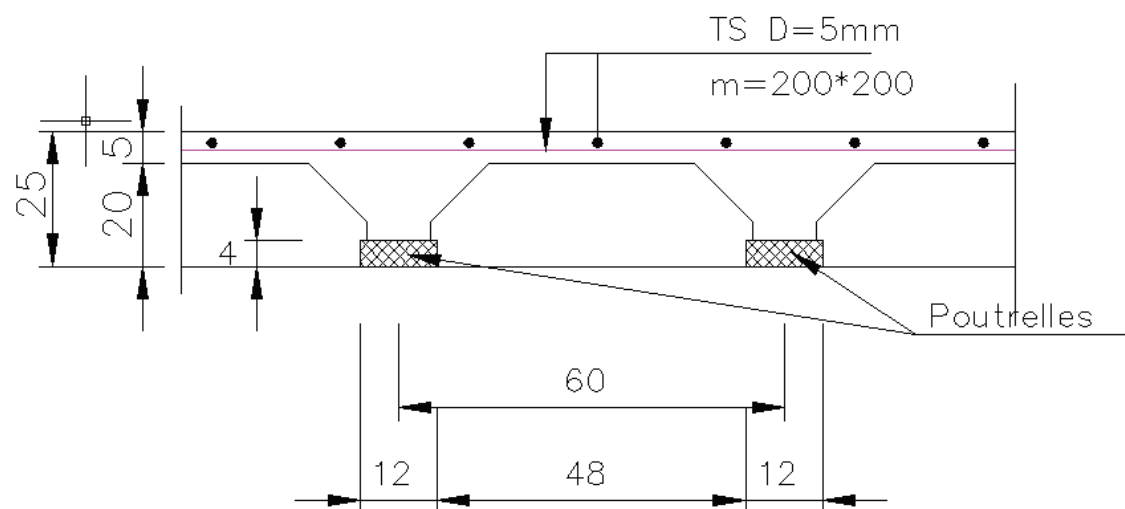
L : Ecartement entre nervures = 60 cm.

$f_e = 5200$ bars pour les treillis soudés de $\Phi 5$.

$$\text{D'où : } A_{\text{per}} = \frac{40L}{f_e} = \frac{40 * 0,60}{5200} = 0.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour la section des armatures parallèle aux nervures on prend :

$$A_{\text{por}} = A_{\text{per}} / 2 = 0.23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$



Ferrailage des éléments non structuraux

VIII.1. Calcul de l'acrotère

Il est soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante .Il est assimilé à une console encastree en plancher terrasse.

La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement .Le ferrailage se fait en flexion composé pour une bande de 1 m linéaire l'acrotère est exposé intempéries, donc la fissuration est jugée préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELS.

VIII.1.1. Sollicitation

Pour le ferrailage on prend une bande de 1 m de longueur :

a) Effort normal

$$N_u = 1,35 \times N_G = 1,97 \text{ KN/ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 1,46 \text{ KN/ml}$$

b) Moment de flexion

$$M_Q = N_Q \times h = 0,1 \times 0,5 = 0,5 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 1,5 \times M_Q = 0,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = M_Q = 0,5 \text{ KN.m}$$

c) Effort tranchant

$$V = N_Q = 0,1 \text{ t/m}$$

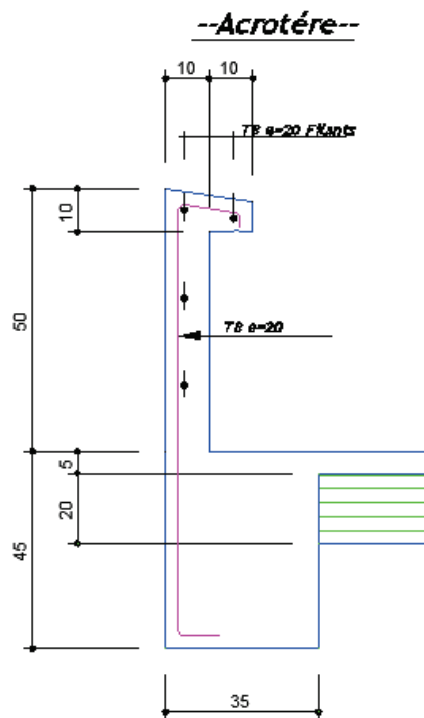
$$V_u = 1,5 \times V = 0,15 \text{ t/m}$$

VIII.1.2. Le ferrailage de l'acrotère à l'ELS

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Mser KN.m	Nser KN	e m	Mua KN.m	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{st}$ MPa	X cm	Z cm	A _{s,ser} cm ²	A _{s,min} cm ²	Choix des barres	St cm	Vu KN	τ_u MPa	$\bar{\tau}_u$ MPa
0,5	1,96	0,4	0,558	15	250	4,7	7,4	0,28	1,09	4HA8	20	1,5	0,017	2,5

❖ Croquis de ferrailage



VIII.2.Calcul des escaliers

• Définition

Les escaliers constituent la famille la plus employée des circulations verticales. En effet, quel que soit le type de bâtiment, ils sont indispensables soit à titre de circulation principale, comme dans une maison individuelle, soit à titre de circulation de service ou de secours dans un immeuble collectif ou dans un établissement recevant du public.

Plusieurs dispositifs permettent de passer d'un niveau à un autre, en fonction de la dénivellation et de la longueur disponible, c'est-à-dire de l'inclinaison de la pente la plus faible à la plus inclinée.

❖ Evaluation des charges

Volée : $G = 9,32 \text{ KN/ml}$

$Q = 2,5 \text{ KN/ml}$

Palier : $G = 6,5 \text{ KN/ml}$

$Q = 2,5 \text{ KN/ml}$

❖ Combinaison d'actions

ELU: $Q_{uv} = 1,35G + 1,5Q = 16,332 \text{ KN/ml}$

$Q_{up} = 1,35G + 1,5Q = 12,525 \text{ KN/ml}$

ELS: $Q_{serv} = G + Q = 11,82 \text{ KN/ml}$

$Q_{serp} = G + Q = 9 \text{ KN/ml}$

❖ Sollicitations de calcul de la volée

ELU: $M_u = 53,89 \text{ KN.m}$

$V_u = 38,67 \text{ KN}$

ELS: $M_s = 38,91 \text{ KN.m}$

$V_s = 27,89 \text{ KN}$

❖ Ferrailage:

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m .la fissuration est considérée comme peu nuisible .La paillasse a une poutre horizontale simplement appuyée.

$M_{max} = 53,89 \text{ kn.m}$

$V_{max} = 38,67 \text{ kn}$

$F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

Acier type 1 FeE500



Mmax KN.m	f _{bu} MPa	μ	α	Z cm	σ _s MPa	A _s cm ²	A _{min} cm ²	Choix des barres	V _{max} KN	τ _u MPa	$\bar{\tau}_u$ MPa	Mser KN.m	σ _{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa
53,89	14,17	0,12	0,16	16,9	435	7,33	1,74	6HA14	38,67	0,21	1,25	38,91	7,13	15

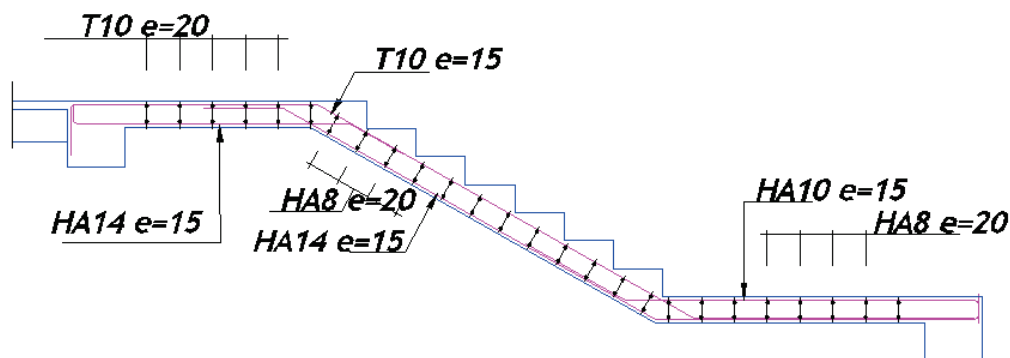
• Armatures de répartitions

$A_r = A_s / 4 = 1,84 \text{ cm}^2$

On choisit 5 HA8/ml e=20cm

❖ Croquis de ferrailage :

--Volée V1--



Etude de l'infrastructure

IX.1.Introduction

Tout ce qui est au-dessous du niveau de la surface des terres rentre dans la composition de l'infrastructure de l'ouvrage.

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

IX.2.Etude du voile périphérique

IX.2.1.Mdelisation de la poussée des terres

Remarque

Etant donné que l'ETABS ne peut pas introduire les charges sous forme des fonctions

Alors on a exporté le modèle du calcul vers le logiciel SAP2000

Pour modéliser l'action des terres, il faut déterminer la fonction $f(z)$ du chargement triangulaire de la poussée des terres

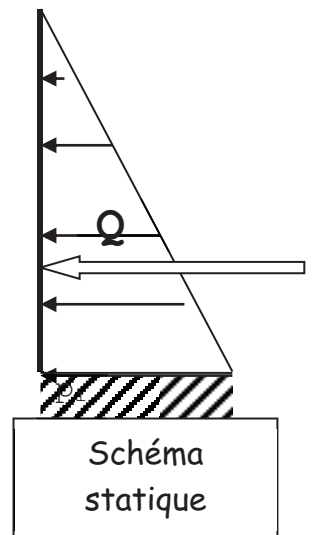
$$f(z)=cz+d$$

$$C.A.L : \text{pour } z=0 \Rightarrow f(z)=0$$

$$\text{et pour } z=-h \Rightarrow f(z)=h$$

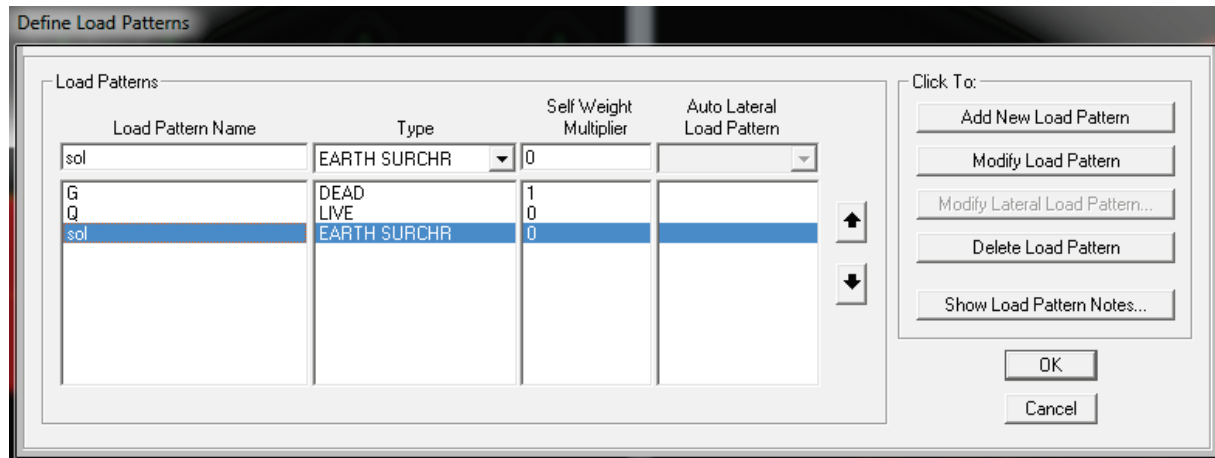
Alors :

$$F(z)=-z$$

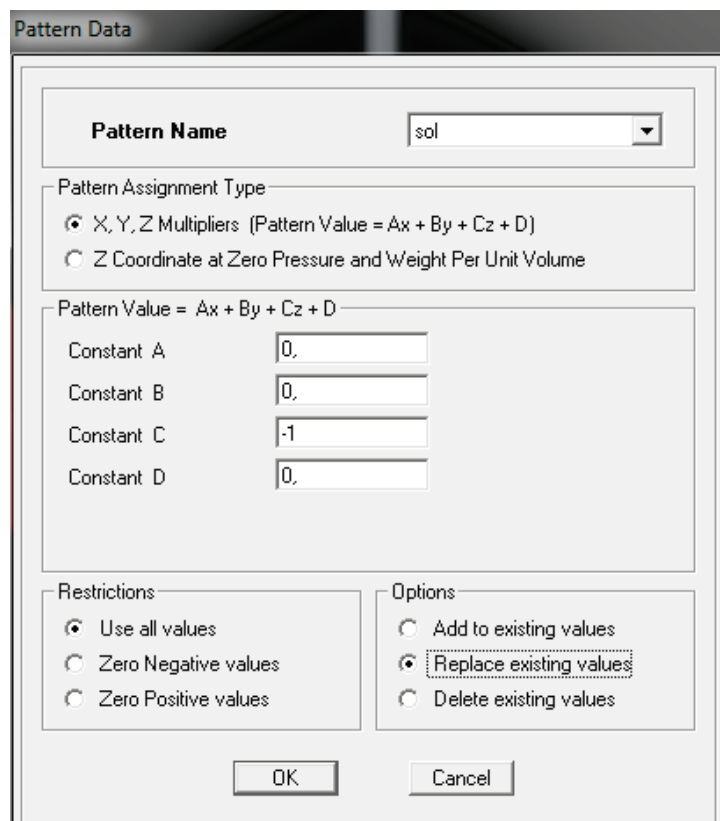


Pour pouvoir la modéliser sur notre modèle il faut passer par ces étapes :

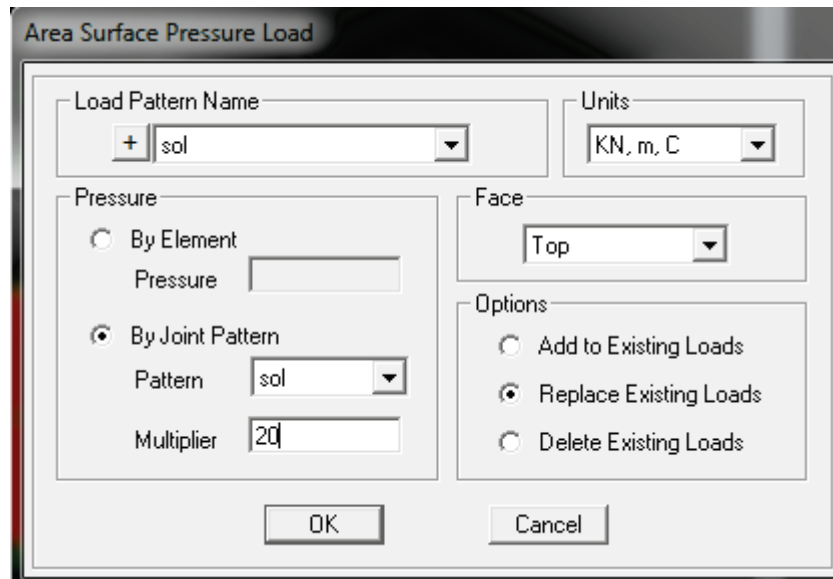
1^{er} étape : Définir la nature de la charge "Earth Surcharge"



2^{ème} étape : Après avoir défini un "Joint Patterns" et après avoir sélectionné le voile périphérique, on applique à l'aide de la commande "Assing" la fonction de la charge triangulaire



3^{ème} étape : Attribuer la valeur du poids volumique du sol ($\gamma_s=20\text{KN/m}^3$) donne par le laboratoire en utilisant la commande "**Surface Pressure**" de menu "**Assign**"



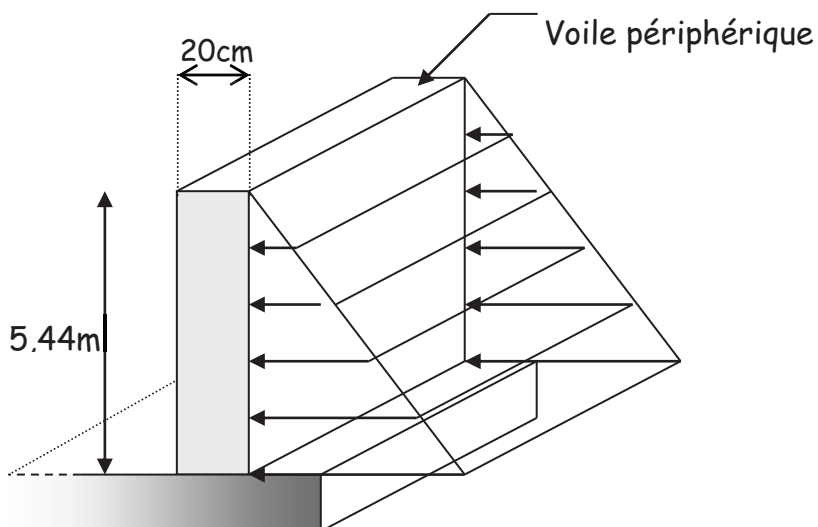
- **Application**

D'après le RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.

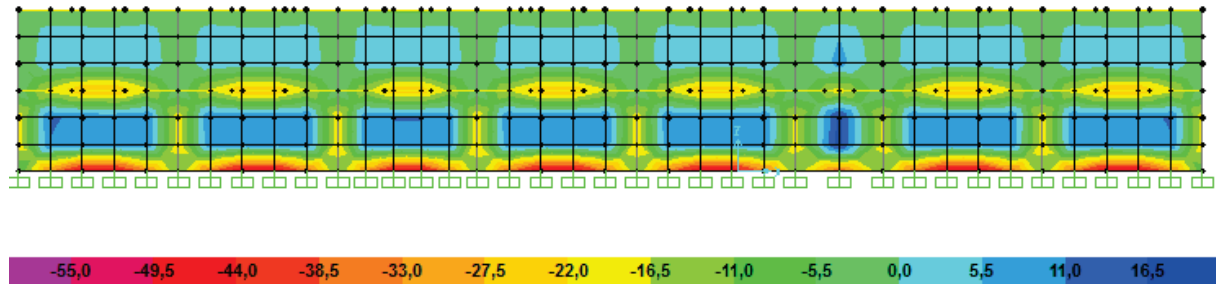
L'épaisseur est de : $e = 20$ cm.

La hauteur de voile périphérique = 5,44 m.



- **Ferraillage** : la fissuration est considérée très préjudiciable

Le moment et l'effort normal sont tirés à l'aide de la cartographie des panneaux



$$M_{\max} = 56 \text{ KN.m} ; N = 70 \text{ KN}$$

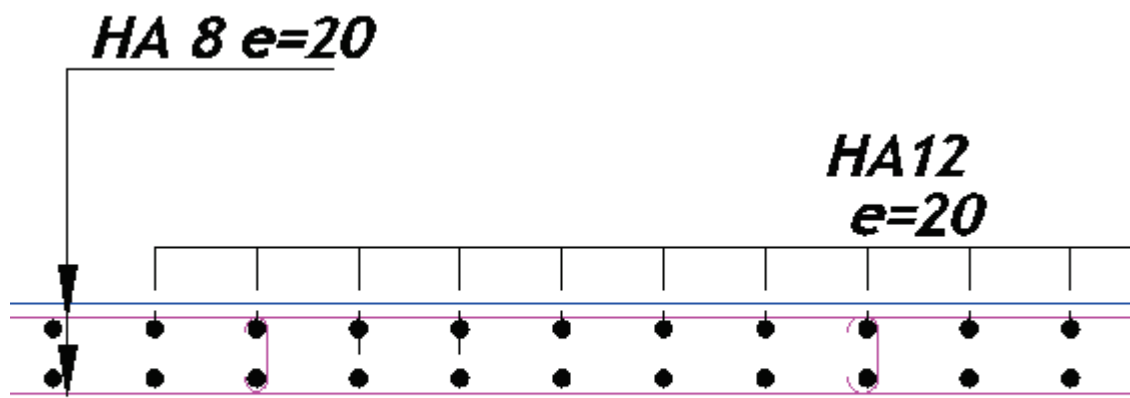
Le voile travaille à la flexion composée. On prend pour le calcul une bande 1m

$$A_s = 3,1 \text{ cm}^2$$

On choisit **HA12 e=20cm** pour les armatures longitudinales et **HA8 e=20cm** pour les armatures transversales

❖ Croquis de ferraillage

Coupe sur voile périphérique



IX.3.Fondation

Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Ces fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple) .

IX.3.1.Choix de type de fondation

On a opté pour un radier général nervuré comme type de fondation pour les raisons suivantes :

- la recommandation citée dans le rapport géotechnique
- l'importance de l'ouvrage
- les sous-sols sont utilisés comme parking donc on veut obtenir un sous-sol étanche (cuvelage)

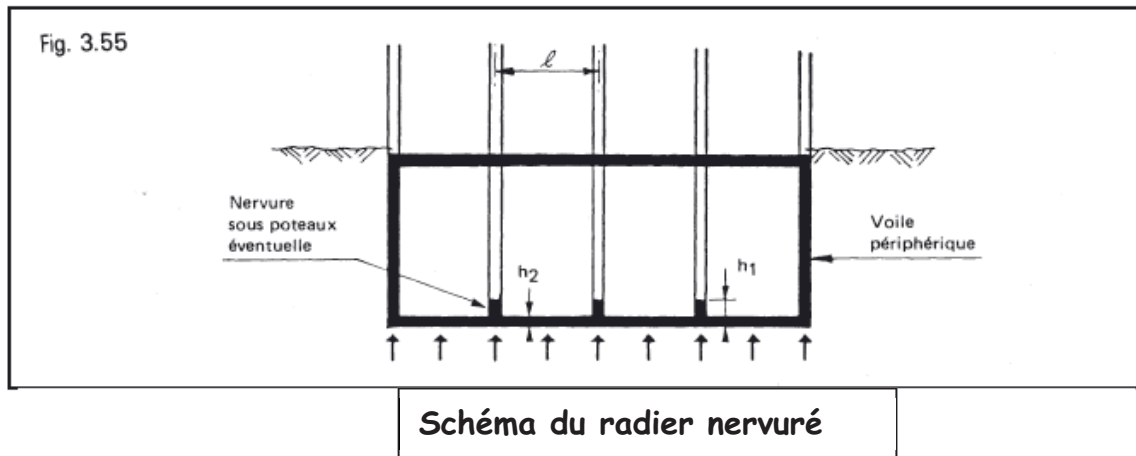
Parmi les avantages de ce type de fondation, on cite :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

IX.3.2.Etude de radier

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations du bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage. Soit h_1 la hauteur de la nervure, et h_2 la hauteur de la dalle.

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).



IX.3.2.1.Prédimensionnement de la dalle

Le pré dimensionnement nécessite les vérifications suivantes :

- **Condition forfaitaire**

$$Lx/35 < h_2 < Lx/30$$

Tel que : $Lx = 5.40$ m entre axe des poteaux.

Donc on a : $15,43 \text{ cm} < h_2 < 18 \text{ cm}.$

- **Condition de résistance au cisaillement**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le BAEL :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0.07 f_{cj} / \gamma_b$$

D' où :

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant à l' ELU .

b : désigne la largeur.

γ_b : 1.15

d : 0.9 h.

b : 1m.

$$\text{avec : } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$L_{\max}$: la plus grande portée de la dalle = 5,40 m.

$$\tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$h \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S \times 0.07 f_{cj}}$$

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 19387,56 \text{ t} \\ S = 1300 \text{ m}^2 \\ L_{\max} = 5,40 \\ \gamma_b = 1,15 \\ f_{cj} = 25 \cdot 10^2 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow h \geq 29,40 \text{ cm}.$$

on choisit $h_2 = 40 \text{ cm}$

- Calcul du débordement D

$$D \geq \text{Max} (h_2/2, 30 \text{ cm}) = 70 \text{ cm}$$

Soit : $D = 70 \text{ cm}$

$$\text{Alors } S = S_r + S_d = 1390 \text{ m}^2$$

IX.3.2.1. Predimensionnement de la nervure

Le redimensionnement nécessite les vérifications suivantes :

- Condition de rigidité

$$L_e \geq \frac{2 L_{\max}}{\pi}$$

$L_{\max}$: longueur maximal entre poteaux

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E * I}{K * b}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{bh^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen ($K = 40 \text{ MN/m}^3$).

b : largeur du radier (bande de 1m). D'où:

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

$L_{\max} = 5,40 \text{ m}$, $E = 3,21 \times 10^6 \text{ t/m}^2$, $K = 4000 \text{ t/m}^3$

On trouve une épaisseur :

$$h_r \geq 0,806 \text{ m} \dots\dots\dots (*)$$

- condition forfaitaire

$$h_1 \geq L'/10$$

L' : entre axes des poteaux parallèlement aux nervures.

$$h_1 \geq 0,54 \text{ m} \dots\dots\dots (**)$$

D'après les résultats trouvés dans (*), (**), l'épaisseur de la nervure est :

$$H_{\text{nervure}} = H_1 = 140 \text{ cm et } b = 60 \text{ cm}$$

- Calcul de la surface du radier

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$(N_{\text{ser}}/S) \geq \bar{\sigma}$$

D'où :

$$S \geq N_{\text{ser}} / \bar{\sigma}$$

$$N_s = (N_{\text{radier}} + N_{\text{bâtiment}})$$

$$N_s = (2019,32 + 14181,12) = 16200,44 \text{ t}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma} = 16 \text{ t/m}^2$$

$$S \geq N_{\text{ser}} / \bar{\sigma}$$

$$S \geq 1012,53 \text{ m}^2$$

L'emprise totale du bâtiment est de : 1400 m^2

- **Vérification au poinçonnement**

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

Cette vérification s'effectue comme suit

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

N_u : la charge de calcul du poteau le plus sollicité = 4425,73 KN.

μ_c : périmètre du contour cisailé = $2(a+b+2 \cdot h_{\text{radier}}) = 4,8\text{m}$

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 5040 \text{KN}$$

Donc la condition est vérifiée.

- **Vérification de l'effet de sous pression**

On vérifie que la structure ne doit pas avoir de soulèvement, pour ce faire on doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$W \geq \gamma_w \cdot S \cdot Z \cdot f_s$$

γ_w : Densité de l'eau .

Z : Hauteur de la partie immergée.

f_s : Coefficient de sécurité vis à vis du risque de soulèvement égale (1,5)

W : poids de la structure

$$W = 14181,12 \text{ t}$$

$$Z = 5,44 + 1 = 6,44 \text{ m.}$$

$$S = 1390 \text{ m}^2$$

$$\gamma_w \cdot S \cdot Z \cdot f_s = 1 \times 693,73 \times 3,8 \times 1,5 = 12558 \text{ t}$$

$$W \geq 12558 \text{ t} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales**

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$N = (N_{\text{radier}} + N_{\text{bâtiment}})$$

$$N = (2019,32 + 14181,12) = 16200,44 \text{ t}$$

$$N = 16200,44 \text{ t}$$

$$S_{\text{rad}} = 1390 \text{ m}^2 \Rightarrow \sigma = N / S_{\text{rad}} = 11,66 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 16 \text{ t/m}^2 \text{ vérifiée.}$$

IX.3.2.2.Ferraillage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges, donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé et émergés en eau douce.

- **Méthode de calcul**

Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargées par la contrainte du sol en tenant compte des ventilations de moments selon les conditions composées par le BAEL91.

ELU :

$$q_u = (N_u + P_{\text{rad}}) / S_{\text{rad}}$$

$$= 21406,88 / 1390$$

$$q_u = 15,40 \text{ t / m}^2$$

ELS :

$$q_{\text{ser}} = (N_{\text{ser}} + P_{\text{rad}}) / S_{\text{rad}} = 16200,44 / 1390$$

$$q_{\text{ser}} = 11,66 \text{ t / m}^2$$

Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépendent du coefficient de POISON et de rapport $\rho = L_x / L_y$.

Si : $0 < \rho < 0.4$

$$\left. \begin{array}{l} M_x = q L_x^2 / 8 \\ M_y = 0 \end{array} \right\} \text{La dalle porte dans un seul sens}$$

Si : $0.4 < \rho < 1$

$$\left. \begin{array}{l} M_x = \mu_x q L_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{array} \right\} \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appui et en travée.

a) pour les panneaux de rive

- Moment sur appuis : $M_a = 0.4 M_0$
- Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0$

b) pour les panneaux intermédiaires

- Moment sur appuis : $M_a = 0.5 M_0$
- Moment en travée : $M_t = 0.75 M_0$

Ferraillage longitudinal : le ferraillage est déterminé par le calcul d'une section rectangulaire en flexion simple.

Ferraillage transversal : les armatures transversales de l'effort tranchant ne sont pas à prévoir si les deux conditions suivantes sont remplies :

La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute son épaisseur.

$V_u \leq 0.05 f_{c28}$; V_u : effort tranchant maximum à l'ELU.

On a pour le panneau le plus sollicité :

$$L_x = 5,00 \text{ m}$$

$$L_y = 5,40 \text{ m}$$

$$\rho = L_x / L_y$$

$$\rho = 0,926 \text{ (cas : la dalle porte dans les deux sens)}$$

Les résultats sont donnés sous forme de tableau

Chapitre IX :Etude de l'infrastructure

❖ Calcul des moments

A ELU : $\nu = 0$

Panneau	$L_x(m)$	$L_y(m)$	ρ	μ_x	μ_y	$M_{0x} (KN.m)$	$M_{0y} (KN.m)$
	5,00	5,40	0,926	0,0437	0,825	179,8	148,4

A ELS : $\nu = 0.2$

Panneau	$L_x(m)$	$L_y(m)$	ρ	μ_x	μ_y	$M_{0x} (KN.m)$	$M_{0y} (KN.m)$
	5,00	5,40	0,926	0,0509	0,880	158,5	135,1

Remarque : les valeurs de μ_x, μ_y sont tirés du tableau (voir annexe).

❖ Calcul des sections d'armatures

ELU	sens (x-x)		sens (y-y)	
	appuis	travée	appuis	travée
$M_u (KN.m)$	89,9	134,85	74,2	111,3
$F_{bu} (Mpa)$	14,17	14,17	14,17	14,17
$h (m)$	0,5	0,5	0,5	0,5
$d (m)$	0,45	0,45	0,45	0,45
$\sigma_{st} (Mpa)$	435	435	435	435
$\sigma_{bc} (Mpa)$	15	15	15	15
$Y (cm)$	2,3	3,5	1,9	2,9
$Z (cm)$	34,1	33,6	34,2	33,8
$As (cm^2)$	6,1	9,2	5	7,6
$As \text{ min } (cm^2)$	3,6	3,6	3,6	3,6
Chois des barres/ml	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
$As \text{ adopté } (cm^2)$	9,24	9,24	9,24	9,24
St cm	15	15	15	15

❖ Ferrailage transversal

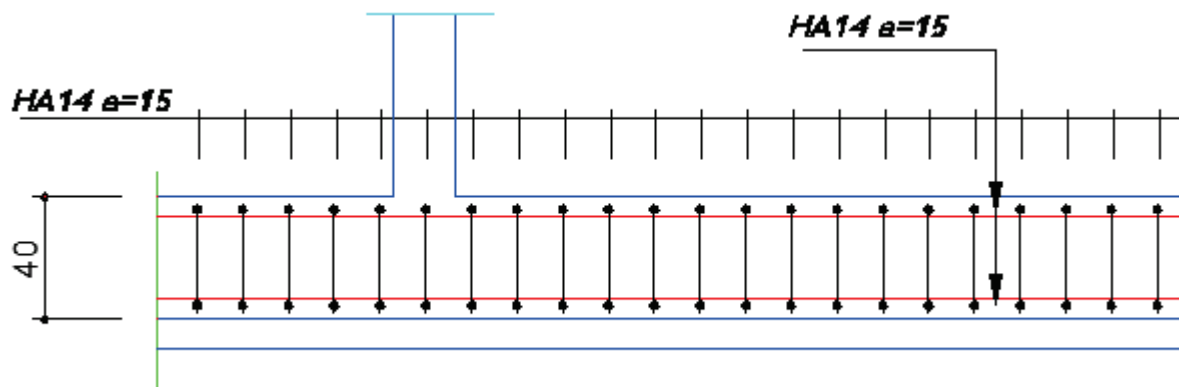
$$\tau_u = V_u / bd < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA}\right)$$

$$V_u = q_u * L/2 = 41,15 \text{ t}$$

$$\tau_u = 1,83 \text{ Mpa} \leq 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{vérifiée}$$

❖ Croquis de ferrailage



IX.3.2.3. Ferrailage de la nervure

• Calcul des sollicitations

Après la vérification de la condition de rigidité de la nervure, on peut admettre donc que les contraintes varient linéairement le long de la fondation.

Dans ce cas on considère que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées en dessous par les réactions du sol.

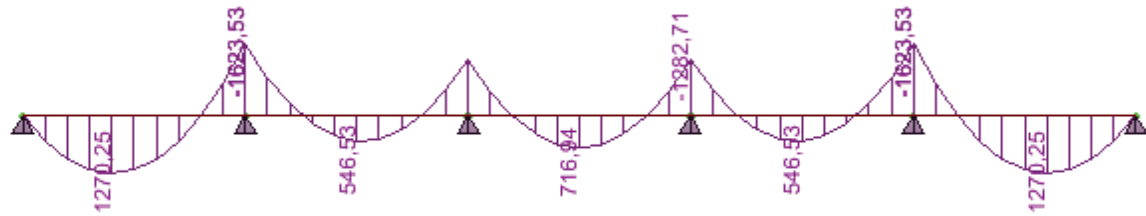
On choisit des nervures **bidirectionnelles** afin de limiter la section d'acier donc l'effort de calcul sera divisé par 2

Pour le calcul on prend:

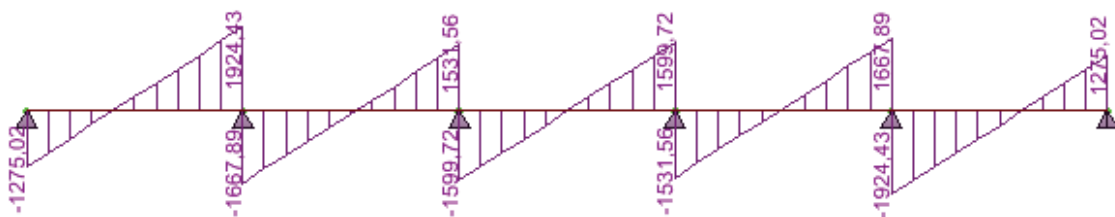
- Le sens y-y avec $L_y = 5\text{m}$

Pour calculer les efforts (M, T) j'ai utilisé le logiciel ETABS 9.7, les résultats sont donnés comme suit :

❖ Diagramme des moments à l'ELU



❖ Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU



Le tableau suivant récapitule les résultats obtenus Avec :

$H_{\text{nervure}} = h_1 = 140\text{cm}$

$B = 60\text{ cm}$

$C = 5\text{cm}$.

Nervure la plus sollicitée		
/	en travée	en appui
M_u (KN.m)	1270,25	1623,53
$A_{s\text{calc}}$ (cm ²)	22,6	29,3
Choix des barres	10 HA20	5 HA25+5 HA20
A_s adopté	31,42	40,25

Comme la hauteur de la poutre à dépasser 50cm donc on prévoit des armatures de peaux avec $A_{smin}=3\text{cm}^2/\text{ml}/\text{paroi}$ (BAEL91)

Le choix :3 HA14/paroi= $4,62\text{cm}^2 > A_{smin}=4,2\text{cm}^2$

- Les vérifications
- Vérification des contraintes à l'EIS

	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$y \text{ (cm)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_{bc} \text{ (MPa)}$	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_s \text{ (MPa)}$
Travée	940,93	38,9	6,6	15	245,4	250
appui	1202,63	43	7,7		247,6	

b)Vérification de la contrainte tangentielle

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{Fissuration préjudiciable} \quad \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1924,43}{0,6 \times 1,35} = 2,37 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u$$

La condition est vérifiée.

c) Armatures transversales minimales

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 60 = 3,6 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 8\text{HA}8 = 4,02 \text{ cm}^2$

1 cadre+3 étriers de $\Phi 8$

d) Espacement des armatures transversales

D'après L'RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

En zone nodale:

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L\right)$$

$$S_t \leq \min(35, 24)$$

$$S_t \leq 24$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{140}{2}$$

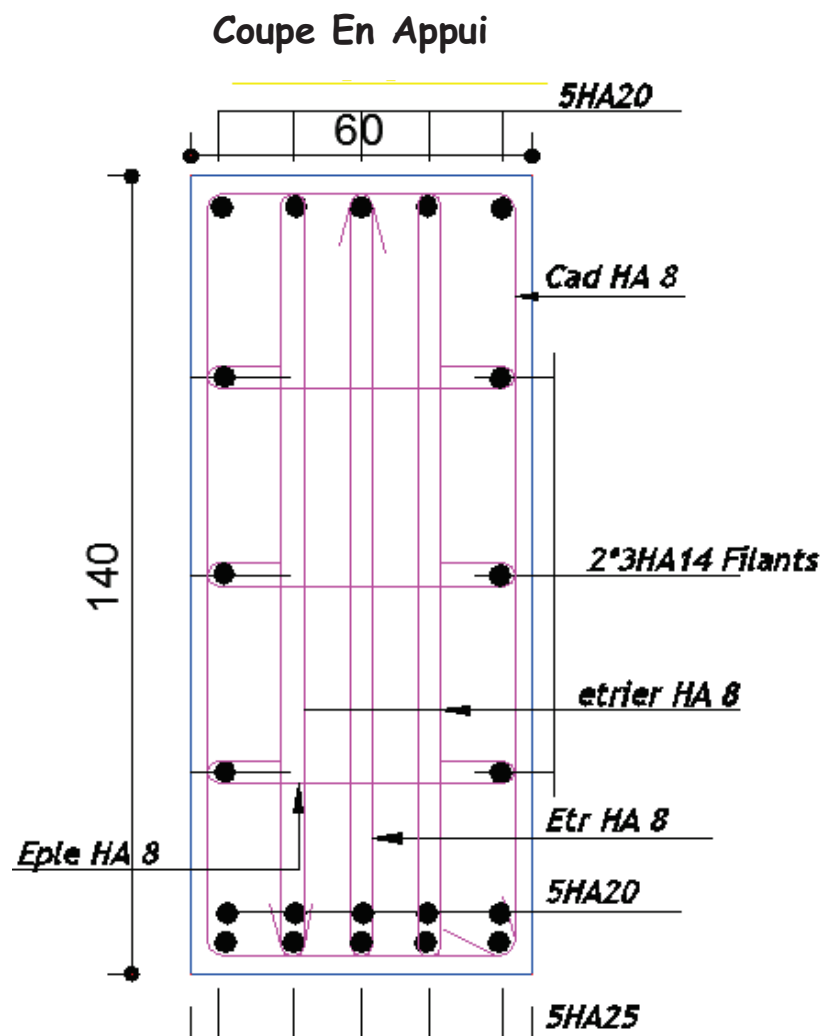
$$S_t \leq 70$$

Nous prenons :

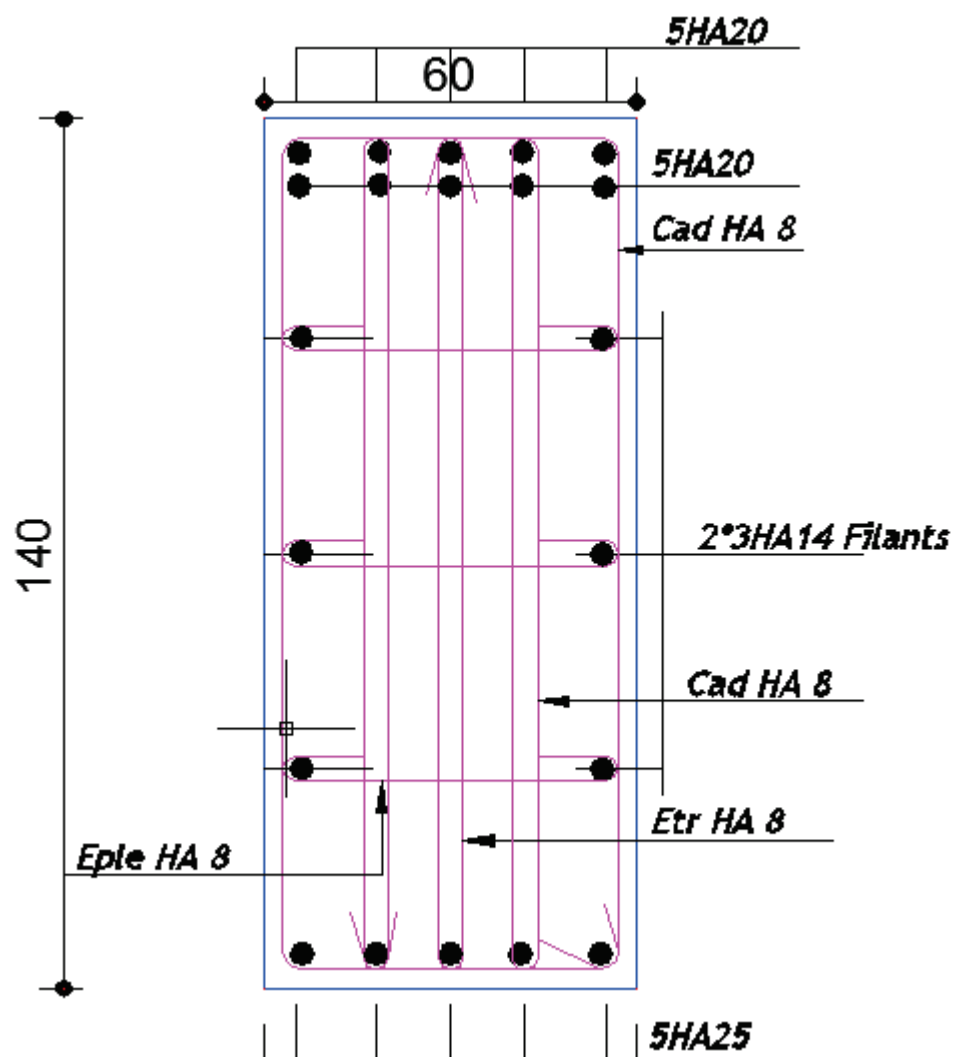
$S_t = 20 \text{ cm}$ En zone nodale

$S_t = 30 \text{ cm}$ En zone courante

❖ Croquis de ferrailage



Coupe En Travée



Conclusion

Notre projet de fin d'étude nous a permis de nous familiariser avec les méthodes de calculs de structures en béton armé et avec les logiciels des numériques tels que ETABS 9.0.7 , SAP2000 et ROBOT EXPERT, ceci d'une part

D'autre part, à travers ce modeste travail on a pu prendre conscience de la lourde responsabilité qui incombe à l'ingénieur.

En plus, toutes les étapes de calcul sont importantes et la réussite d'un projet en dépend.