



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبدالحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم و التكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



N° d'ordre : M...../GCA/2019

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : STRUCTURE

Thème

**ETUDE TECHNIQUE D'UN BATIMENT R+10
AVEC UNE MEZZANINE ET 2 SOUS SOLS**

Présenté par :

WALET AHMED Ramata
SIDIBE Toumani

Soutenu le 30/06/2019 devant le jury composé de :

Président : M. BESSAI Touhami

Examineur : M. BOUKHOULDA Hafid

Encadrant : M. BENSOUA Mohamed

Année Universitaire : 2018/2019

Remerciements

Après avoir rendu grâce à **Allah le Tout Puissant et Le Tout-Miséricordieux** de nous avoir donné la force nécessaire et le courage d'accomplir ce travail ainsi que tout au long de notre étude.

Nous tenons à remercier les personnes qui, de près ou de loin ont participé à l'élaboration de ce mémoire, à commencer par :

- ✚ Notre encadrant **M. Bensoula Mohamed** pour son soutien, son amabilité, son enthousiasme et sa présence dans les moments difficiles et de doute ;
- ✚ Les membres du jury à savoir **Mr Boukhoulda Hafid et Mr Bessai Touhami** ;
- ✚ **Mr Ammar Brahim et Mr Mahfoud** qui nous ont donné les moyens de comprendre le projet et de le concevoir efficacement ; pour leurs disponibilités, leurs aides, leurs conseils et encouragements.

Nous remercions très vivement tous nos professeurs, nos promotionnaires, ami(e)s et tous nos **proches** qui ont contribué à la réalisation de ce projet.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail aux personnes qui sont chères à mon cœur :

Mon père **Ahmed Ag Mohamed**, ma mère **Fatoumata sow** pour tout leur amour
inconditionnel leur soutien leur présence leurs sacrifices, leurs prières sans qui, je ne
serais pas là où j'en suis maintenant.

A mes sœurs **Mina, Aicha, Fatim, Zeina** et **Ouro**.

A toute **ma Famille** pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire.

Walet Ahmed

Ramata

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à ma mère **Assetou Diakité** qui Dieu seul sait tout ce qu'elle a apporté dans ma vie ;

Mon grand frère **Massama Sidibé** qui m'a toujours soutenu dans les moments difficiles de mon cursus scolaire.

A toute **ma Famille** pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire.

Sidibé Toumani.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière à usage Multiple constitué de deux sous-sols, un rez de chaussée une Mezzanine et 10étages, implanté dans la wilaya d'Oran.

Cette étude se compose de sept parties.

- ✓ La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation des éléments du bâtiment,
- ✓ La deuxième partie concerne le pré dimensionnement de la structure et la descente des charges.
- ✓ La Troisième partie a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier poutrelles, dalles pleines et l'acrotère).
- ✓ L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la Quatrième partie par le logiciel ROBOT afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges Permanente, d'exploitation et charge sismique).
- ✓ La cinquième partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (, poteaux, poutres et voiles de contreventement).
- ✓ La sixième consacrée sur l'études des infrastructures (Voiles périphériques et Fondation)
- ✓ Et la dernière est basée uniquement sur l'étude du vent.

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée99, des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003, D.T.R. C 2-4.7 RNV 99 et DTR B.C.2.2.

Mots clés : bâtiment, béton, Robot, RPA 99/2003, BAEL91, RNV99 et DTR B.C.2.2.

Abstract

This project presents a **detailed** study of an irregular shaped building for use Multiple consisting of two basements, a ground floor a Mezzanine and 10étages, located in the wilaya of Oran.

This study consists of seven parts.

- ✓ The first part is the general description of the project with a presentation of the elements of the building,
- ✓ The second part concerns the pre-dimensioning of the structure and the descent of the loads.
- ✓ The third part was devoted to secondary elements (the staircase beams, solid slabs and the acroterium).
- ✓ The dynamic study of the structure was started in the fourth part by the ROBOT software in order to determine the different loads due to loads (permanent load, operating load and seismic load).
- ✓ The fifth part includes the reinforcement of the different resistant elements of the structure (, poles, beams and bracing veils).
- ✓ The sixth devoted to studies of infrastructures (peripheral sails and foundation)
- ✓ And the last one is based solely on the study of the wind.

This, taking into account the recommendations of BAEL91, modified99, Algerian seismic regulations RPA 99/2003, D.T.R. C 2-4.7 RNV 99 and DTR B.C.2.2.

Key words: building, concrete, robot, RPA 99/2003, BAEL91, RNV99 and DTR B.C.2.2.

TABLE DES MATIERES

I) Chapitre I : Présentation du projet	Erreur ! Signet non défini.
I-1) Introduction	Erreur ! Signet non défini.
I-2) Implantation de l'ouvrage :	Erreur ! Signet non défini.
I-3) Présentation du bâtiment :	Erreur ! Signet non défini.

I-3-a) Dimensions en Plan et en élévation :	Erreur ! Signet non défini.
I-3-b) Ossature et Système constructif adopté :	Erreur ! Signet non défini.
I-4) Fondation :	Erreur ! Signet non défini.
I-5) Caractéristiques mécaniques des matériaux :	Erreur ! Signet non défini.
I-6) Résistances mécaniques du béton :	Erreur ! Signet non défini.
I-6-a) Résistance à la compression :	Erreur ! Signet non défini.
I-6-b) Résistance à la traction :	Erreur ! Signet non défini.
I-7) Contrainte limite du béton :	Erreur ! Signet non défini.
I-7-a) État limite ultime (ELU) :	Erreur ! Signet non défini.
I-7-b) Etat limite de service (ELS) :	Erreur ! Signet non défini.
I-7-c) Modules de déformation longitudinale :	Erreur ! Signet non défini.
I-7-d) Modules de déformation instantanée :	Erreur ! Signet non défini.
I-7-e) Coefficients de poisson :	Erreur ! Signet non défini.
I-8) Contrainte Limite de l'Acier :	Erreur ! Signet non défini.
I-8-a) Etat limite ultime :	Erreur ! Signet non défini.
I-8-b) Etat limite de service :	Erreur ! Signet non défini.
I-9) Les hypothèses de calcul : Erreur ! Signet non défini.
II) Chapitre II : Descente des charhes Pré-dimensionnement.....	Erreur ! Signet non défini.
II-1) Introduction.....	Erreur ! Signet non défini.
II-2) Détermination de l'épaisseur des Planchers :	Erreur ! Signet non défini.
II-2-1) Planchers à corps creux :	Erreur ! Signet non défini.
II-2-2) Plancher à dalle pleine :	Erreur ! Signet non défini.
II-3) Descente des charges :	Erreur ! Signet non défini.
II-3-1) Plancher terrasse (inaccessible) :	Erreur ! Signet non défini.
II-3-2) Plancher étage courant.....	Erreur ! Signet non défini.
II-3-3) Plancher RDC, Sous-Sol et Balcon	Erreur ! Signet non défini.
II-3-4) Dalle Escalier.....	Erreur ! Signet non défini.
II-4) Pré-dimensionnement des éléments structuraux	Erreur ! Signet non défini.
II-4-1) Introduction	Erreur ! Signet non défini.
II-4-2) Poutres :	Erreur ! Signet non défini.
II-4-2-a) Poutres principales :	Erreur ! Signet non défini.
II-4-2-b) Poutres secondaires :	Erreur ! Signet non défini.
II-5) Pré dimensionnement des poteaux.....	Erreur ! Signet non défini.
II-5-1) Les différentes valeurs du coefficient de flambement : k.....	Erreur ! Signet non défini.
II-5-2) L'lancement mécanique : λ	Erreur ! Signet non défini.
II-6) Pré-dimensionnement des voiles :	Erreur ! Signet non défini.
II-6-1) Définition :	Erreur ! Signet non défini.

II-7) Pré-dimensionnement des éléments secondaires :	Erreur ! Signet non défini.
II-7-1) Pré-dimensionnement du plancher :	Erreur ! Signet non défini.
II-7-1-a) Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
II-7-2) Dimensionnement des poutrelles :	Erreur ! Signet non défini.
II-7-3) Pré-dimensionnement de l'acrotère :	Erreur ! Signet non défini.
II-7-3-a) Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
II-7-4) Pré-dimensionnement du balcon :	Erreur ! Signet non défini.
II-7-4-a) Introduction	Erreur ! Signet non défini.
II-7-5) Pré-dimensionnement de l'escalier :	Erreur ! Signet non défini.
II-7-5-a) Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
II-7-5-b) Terminologie des escaliers	Erreur ! Signet non défini.
II-7-5-c) Types d'escaliers	Erreur ! Signet non défini.
III) Chapitre III : Etude des éléments secondaires	Erreur ! Signet non défini.
III-1) Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
III-2) Ferrailages des solives :	Erreur ! Signet non défini.
III-2-1) Détermination des sollicitations	Erreur ! Signet non défini.
III-2-2) Vérification de l'utilisation de la méthode à utiliser :	Erreur ! Signet non défini.
III-2-3) Détermination des sollicitations par la méthode de Caquot minorée :	Erreur ! Signet non défini.
III-2-4) Vérification du ferrailage à l'ELS :	Erreur ! Signet non défini.
III-3) Ferrailage de la dalle ce compression :	Erreur ! Signet non défini.
III-4) Etude de l'acrotère	Erreur ! Signet non défini.
III-4-1) Calcul du ferrailage à l'ELU :	Erreur ! Signet non défini.
III-4-2) Vérification à l'ELS :	Erreur ! Signet non défini.
III-5) Etude des balcons	Erreur ! Signet non défini.
III-5-1) Détermination du poids de garde-corps :	Erreur ! Signet non défini.
III-5-2) Calcul du ferrailage du balcon de type B1	Erreur ! Signet non défini.
III-5-3) Vérification à l'ELS	Erreur ! Signet non défini.
III-6) Etude de la dalle pleine	Erreur ! Signet non défini.
III-6-1) Evaluation des moments :	Erreur ! Signet non défini.
III-6-2) Planchers à dalle pleine	Erreur ! Signet non défini.
III-6-3) Calcul des moments fléchissant	Erreur ! Signet non défini.
III-6-4) Calcul des ferrailages :	Erreur ! Signet non défini.
III-7) Ferrailage de l'Escalier	Erreur ! Signet non défini.
III-7-1) 1 ^{er} et 3 ^{ème} Volet	Erreur ! Signet non défini.
III-7-2) ELU	Erreur ! Signet non défini.

III-7-3) Ferrailage à l'ELS :	Erreur ! Signet non défini.
III-7-3-a) Contrainte dans le béton :	Erreur ! Signet non défini.
III-7-3-b) Méthode de calcul	Erreur ! Signet non défini.
III-7-4) 2 ^{ème} VOLET	Erreur ! Signet non défini.
III-7-4-a) Méthode de calcul	Erreur ! Signet non défini.
IV) Chapitre V : Etude sismique	Erreur ! Signet non défini.
IV-1) Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
IV-2) Objectif de l'étude dynamique :	Erreur ! Signet non défini.
IV-3) Modélisation de la structure étudiée :	Erreur ! Signet non défini.
IV-4) Vérification des Conditions d'application :	Erreur ! Signet non défini.
IV-5) Calcul par la méthode statique équivalente :	Erreur ! Signet non défini.
IV-5-1) Coefficient de comportement global de la structure (R) :	Erreur ! Signet non défini.
IV-5-2) Facteur de Qualité (Q) :	Erreur ! Signet non défini.
IV-5-3) Période fondamentale de la structure :	Erreur ! Signet non défini.
IV-5-4) Calcul de poids total de la structure W : (voir tableau VI.3)	Erreur ! Signet non défini.
IV-5-5) Calcul de Vs :	Erreur ! Signet non défini.
IV-6) Méthode dynamique :	Erreur ! Signet non défini.
IV-6-1) Condition d'application :	Erreur ! Signet non défini.
IV-6-2) Présentation du logiciel :	Erreur ! Signet non défini.
IV-7) Calcul de centre de masse et le moment massique ;	Erreur ! Signet non défini.
IV-7-1) Centre de masse :	Erreur ! Signet non défini.
IV-7-1-a) Caractéristique géométrique de la structure(ROBOT).....	Erreur ! Signet non défini.
IV-8) Méthode d'analyse spectrale modale :	Erreur ! Signet non défini.
IV-8-1) Spectre de réponse :	Erreur ! Signet non défini.
IV-8-2) Interprétation des résultats :	Erreur ! Signet non défini.
IV-8-3) Vérification de la période :	Erreur ! Signet non défini.
IV-8-4) Vérification des déplacements relatifs des étages : [RPA99/4.4.3].	Erreur ! Signet non défini.
IV-8-4-a) Déplacement relatif :	Erreur ! Signet non défini.
IV-9) Détermination du coefficient de comportement R	Erreur ! Signet non défini.
IV-10) Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur....	Erreur ! Signet non défini.
IV-11) Distribution des forces Horizontales des forces sismiques	Erreur ! Signet non défini.
IV-12) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : [RPA99/5.9]	Erreur ! Signet non défini.
V) Chapitre V : Etudes des elements principaux	Erreur ! Signet non défini.
V-1) Introduction.....	Erreur ! Signet non défini.

V-2) Les Poutres :	Erreur ! Signet non défini.
V-2-1) Prescriptions données par le RPA99/version 2003 dans la page 66..	Erreur ! Signet non défini.
V-2-1-a) Armatures longitudinales	Erreur ! Signet non défini.
V-2-1-b) Armatures transversales	Erreur ! Signet non défini.
V-2-1-c) Sollicitations des poutres :	Erreur ! Signet non défini.
V-2-2) Exemple d'étude d'une poutre :	Erreur ! Signet non défini.
V-2-2-a) Calcul des armatures longitudinales :	Erreur ! Signet non défini.
V-3) Les poteaux :	Erreur ! Signet non défini.
V-3-1) Vérification spécifique sous sollicitations normales (coffrage de poteau) :	Erreur ! Signet non défini.
V-3-2) Vérification spécifique sous sollicitations tangentes (Voir Annexe) :	Erreur ! Signet non défini.
V-3-3) Calcul du ferrailage longitudinal :	Erreur ! Signet non défini.
V-4) Les voiles :	Erreur ! Signet non défini.
V-4-1) Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
V-4-2) Conception :	Erreur ! Signet non défini.
VI) Chapitre 6 : les fondations	Erreur ! Signet non défini.
VI-1) Etude des voiles périphériques	Erreur ! Signet non défini.
VI-1-1) Caractéristiques du Sol :	Erreur ! Signet non défini.
VI-1-2) Panneau le plus sollicité du Voile périphérique :	Erreur ! Signet non défini.
VI-1-3) Evaluation des Charges et Surcharges	Erreur ! Signet non défini.
VI-1-4) Ferrailage du Voile.....	Erreur ! Signet non défini.
VI-1-4-a) A l'ELU :	Erreur ! Signet non défini.
VI-1-4-b) Vérification de l'effort tranchant a l'ELU	Erreur ! Signet non défini.
VI-1-4-c) Vérification a l'ELS ($v = 0.2$)	Erreur ! Signet non défini.
VI-1-4-d) Vérification des contraintes	Erreur ! Signet non défini.
VI-2) Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
VI-3) Choix du type de fondation	Erreur ! Signet non défini.
VI-3-1) Combinaison à considérer :	Erreur ! Signet non défini.
VI-3-2) Vérification du type de semelle à utiliser :	Erreur ! Signet non défini.
VI-4) Pré dimensionnement du radier :	Erreur ! Signet non défini.
VI-4-1) Epaisseur du radier : h_r	Erreur ! Signet non défini.
VI-4-1-a) Condition de résistance au cisaillement :	Erreur ! Signet non défini.
VI-4-1-b) Condition forfaitaire :	Erreur ! Signet non défini.
VI-4-2) Epaisseur de la nervure : h_n	Erreur ! Signet non défini.
VI-4-3) Epaisseur de la dalle du radier	Erreur ! Signet non défini.
VI-4-4) Détermination des efforts	Erreur ! Signet non défini.

VI-4-5) Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique.....	Erreur ! Signet non défini.
VI-4-6) Vérification de la stabilité	Erreur ! Signet non défini.
VI-4-6-a) Vérification de soulèvement : $0,8 G \pm E$	Erreur ! Signet non défini.
VI-4-6-b) Vérification de stabilité au renversement : $0,8G \pm E$	Erreur ! Signet non défini.
VI-4-7) Ferrailage du radier	Erreur ! Signet non défini.
VI-4-7-a) Evaluation des charges et surcharges.....	Erreur ! Signet non défini.
VI-4-8) Ferrailage de la nervure.....	Erreur ! Signet non défini.
VI-4-8-a) Charges et surcharges.....	Erreur ! Signet non défini.
VI-4-8-b) Vérification des armatures à l'ELS :	Erreur ! Signet non défini.
VII) Chapitre VII : Etude du vent	Erreur ! Signet non défini.
VII-1) Introduction	Erreur ! Signet non défini.
VII-2) Principes de calcul :	Erreur ! Signet non défini.
VII-3) Application de Règlement Neige et Vent 99 (RNV99).....	Erreur ! Signet non défini.
VII-3-a) Données relatives au site :	Erreur ! Signet non défini.
VII-3-b) Détermination du coefficient dynamique C_d	Erreur ! Signet non défini.
VII-3-c) Détermination de la pression dynamique ' q_{dyn} '	Erreur ! Signet non défini.
VII-3-d) Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} : ..	Erreur ! Signet non défini.
VII-3-e) Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi}	Erreur ! Signet non défini.
VII-3-f) Détermination de la pression due au vent	Erreur ! Signet non défini.
VII-3-g) Calcul des forces de frottement	Erreur ! Signet non défini.
VII-3-h) Calcul de force résultante	Erreur ! Signet non défini.
VII-4) Conclusion General.....	Erreur ! Signet non défini.

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : Briques 8 et 12 trous	Erreur ! Signet non défini.
Figure I -2 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}	Erreur ! Signet non défini.
Figure I -3 : Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton... Erreur ! Signet non défini.	
Figure I -4 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELSErreur ! Signet non défini.	
Figure I-5 : diagramme contrainte-déformation d'acier.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure II-1 : Coupe transversale d'un plancher terrasse.....	Erreur ! Signet non défini.

FigureII-2 : Coupe transversale d'un plancher étage courant	Erreur ! Signet non défini.
Figure II -3 : Section transversale d'une poutre	Erreur ! Signet non défini.
Figure II-4 : les différents comportements du flambement.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.-5 : poteau le plus sollicité	Erreur ! Signet non défini.
Figure II -6 : Voile de contreventement	Erreur ! Signet non défini.
Figure II-7 : Plancher corps creux et dalle de compression	Erreur ! Signet non défini.
Figure II-.8 : Coupe de poutrelle : section en 'T'.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure II-9 : Schéma statique de l'acrotère	Erreur ! Signet non défini.
Figure II-10 : Schéma statique du balcon.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure II-11 : schéma d'un escalier.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure II -12 : Escalier à deux quart tournant balance a 180°	Erreur ! Signet non défini.
Figure II -13 : Escalier a un quart tournant balance à 90°	Erreur ! Signet non défini.
FigureII-14 : Régression des marches balances	Erreur ! Signet non défini.
Figure III-1 : Poutrelle de type02	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV -1 : Modèle 3D de la structure	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV-2 : la disposition optimale des voiles de contreventements.	Erreur ! Signet non défini.

Aucune entrée de table d'illustration n'a été trouvée. Figure VII-1 :Action du vent..... Erreur ! Signet non défini.

Figure VII-2 : les coefficients de pression externe(selon le sens X)..... Erreur ! Signet non défini.

Figure VII-3 : les coefficients de pression externe(selon le sens Y)..... Erreur ! Signet non défini.

Figure VII-4 : les coefficients de pression externe sur la toiture Erreur ! Signet non défini.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1 : Dimension.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau I-2 : Matériaux	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II-1 : Descentes des charges (terrasse inaccessible).....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II-2 : Descentes des charges (étages courant).....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II-3 : Descentes des charges de la dalle pleine : parking.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II-4 : Descentes des charges de l'escalier.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II 5 : Tableau récapitulatif des sections des poutres.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II-6 : Section des poteaux	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II-7 : les dimensions de la solive	Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.-1 : Sollicitation sur la solive de type 3

Tableau III-2 : Sollicitations sur la solive de type 3 a l'ELS

Tableau III-3 : Tableau récapitulatif des autres types de poutrelles... Erreur ! Signet non défini.

Tableau III-4 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant des panneaux Erreur ! Signet non défini.

Tableau III-5 : Moment le plus défavorable dans les 2 sens

Tableau III -6 : Sollicitations du 1 ^{er} et 3 ^{ème} Volet.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III-7 : Sollicitation du 2 ^{ème} Volet.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV-1 : Valeurs des pénalités P_q	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV-2 : Résultante des forces sismiques.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV-3 : vérification du déplacement de tous les niveaux(Plancher) .	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV-4 : Coefficient de comportement pour R	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV-5 : Distribution des forces suivant la hauteur	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV-6 : Effort Tranchant de chaque plancher.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV-7 : Vérification de l'effet P- Δ .	
.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V-1 : sollicitation d'une poutre du RDC	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V-2 : Autres types de sollicitation le plus défavorable	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V-3 : ferrailage des poutres des différents niveaux :.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V-4 : sollicitations normales pour les combinaisons sismiques.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V-5 : Armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA 99	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V-6 : Sollicitations les plus défavorables	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V-7 : L'ensemble des résultats de ferrailage des autres types.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V-8 : Les résultats du ferrailage transversal.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V-9 : Les sollicitations sur le voile V8.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V-10 : Voiles parallèles à l'axe XX	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V-11 : Voiles parallèles à l'axe yy	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI-1 : Ferrailage du voile périphérique.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI-2 : Vérification des contraintes	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI-3 : Vérification au soulèvement.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI-4 : Vérification a la compression	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI-5 : Vérification de stabilité au renversement	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI-6 : Armature de la dalle du radier à l'ELU	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI-7 : Vérification du ferrailage de la dalle du radier à l'ELS.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI-8 : ferrailage de la nervure du radier à l'ELU.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI-9 : Vérification de la nervure du radier à l'ELS	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VII-1 :Détermination de la pression dynamique ' q_{dyn} '	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VII-2 : les coefficients de pression externe (selon le sens X).	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VII-3 : les coefficients de pression externe (selon le sens Y).	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VII-4 : le coefficient de pression.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VII-5 : Forces Résultante.....	Erreur ! Signet non défini.

NOTATIONS	
<i>BAEL</i>	Béton armé aux état limites
<i>RPA</i>	Règlement parasismique Algérien
<i>ELUR</i>	Etat limite ultime de résistance
<i>ELS</i>	Etat limite de service
<i>G</i>	Charge permanents
<i>Q ; P</i>	Charge d'exploitation
<i>E</i>	Charge sismique
q_u	Chargement ultime
q_s	Chargement de service
M_f	Moment fléchissant
M_t	Moment de flexion en travée
M_a	Moment de flexion en appui
M_d	Moment en appui droite
M_g	Moment en appui gauche
<i>N</i>	Effort normal
T_d	Effort tranchant à droit du point considéré
T_g	Effort tranchant à gauche du point considéré
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge
f_{t28}	Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge
E_{ij}	Module de déformation longitudinale instantané
E_{vj}	Module de déformation longitudinale différée
γ_s	Coefficient de sécurité pour l'acier
γ_b	Coefficient de sécurité pour le béton
<i>h</i>	Hauteur des éléments (poteaux, poutres)
<i>b</i>	Largeur des éléments
h_0	Hauteur de la table de compression
σ_b	Contrainte de calcul dans le béton
$\overline{\sigma_b}$	Contrainte admissible limite dans le béton
σ_s	Contrainte de calcul dans l'acier
$\overline{\sigma_s}$	Contrainte admissible limite dans l'acier
τ_u	Contrainte tangentielle de calcul
$\overline{\tau_u}$	Contrainte tangentielle limite
ϕ_t	Diamètre des armatures
<i>S</i>	Espacement entre armatures transversales
A^u	Armatures calculées à l'ELUR
A^s	Armatures calculées à ELS
A_a	Armatures en appuis
A_t	Armatures en travées
I_{xx}	Inertie par rapport à l'axe des abscisses
I_{yy}	Inertie par rapport à l'axe des ordonnées
M_{zz}	Inertie massique
L_f	Longueur de flambement
B_r	Section réduite
L_x	La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine
L_y	La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine

I_o	Moment d'inertie de la section homogène
I_f	Moment d'inertie fictif
f	Flèche due à une charge considérée (g; j; p)
Δf_i	Flèche total
ζ	Rapport entre deux dimensions $\left(\frac{L_x}{L_y}\right)$
γ_w	Poids volumique de l'eau (t/m ³).
L_{\max}	La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
l	longueur fictive
l_g' et l_d	Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement
P	Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU)
P_g et P_d	Charges uniformes à gauche et à droite respectivement
R	coefficient de comportement global
St	Espacement des armatures.
h_N	hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau
σ_{adm}	Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).
C_T	coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
C_u	La cohésion du sol (KN/m ²). D : Diamètre, dalle
D	Facteur d'amplification dynamique moyen
Q	: Facteur de qualité
Z	profondeur au-dessous de la fondation (m).

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1 : Dimension.....	1
Tableau I-2 : Matériaux.....	3

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : Briques 8 et 12 trous	2
Figure I -2 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}	4
Figure I -3 : Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton.....	5
Figure I -4 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l’ELS.....	5
Figure I-5 : diagramme contrainte-déformation d’acier.....	6

Introduction Générale

Dans un projet de bâtiment ou de travaux publics, la construction est le fait d'assembler différents éléments d'un édifice en utilisant des matériaux et des techniques appropriées.

Le béton est utilisé depuis presque deux siècles. C'est un matériau de construction qui trouve son champ d'utilisation pratiquement dans tous les domaines du génie civil. Actuellement il est sans doute le plus utilisé pour les avantages économiques et techniques qu'il présente.

Il présente des avantages certains pour la construction. D'une durée de vie quasi illimitée, il est extrêmement résistant et permet la construction de véritables édifices. Indissociable de la construction durable, le béton est très peu énergivore tant dans sa fabrication que son utilisation au vu de sa durée de vie. Il est produit localement avec des composants naturels. Ses plus grandes qualités sont : l'inertie thermique, la résistance à la compression et au feu.

Par contre Le béton armé allie la résistance en compression du béton classique à celle en traction de l'acier. Toutefois, pour l'utiliser de manière adéquate, il est impératif de connaître les techniques de fabrication, ainsi que les formules de calcul de résistance. Les objectifs de cette étude sont avant tout, d'assurer la sécurité des usagers de cette structure. Cette dernière doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

- Elle ne doit pas être endommagée par certains effets, tels que : l'explosion, les chocs ou un autre phénomène.

- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres à chaque pays.

A cet effet La stabilité de l'ouvrage dépend de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) Et des différentes sollicitations (compression, flexion...). La résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (CBA 93, RPA99modifié en2003) [1] qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure et à toutes les prescriptions du CTC

I) CHAPITRE I : PRÉSENTATION DU PROJET

I-1) Présentation du bâtiment :

Notre bâtiment est implanté dans la commune de **BIR EL DJIR**, wilaya d'**ORAN**. Cette étude porte sur un bloc de R+11 en béton armé composé :

- De deux sous-sols destinés à être comme parking sous-terrain.
- Un rez-de-chaussée commercial à double niveaux avec une mezzanine, Le premier étage à usage administratif.
- Dix étages à usage d'habitation dont 4 logements par niveau : F3,
- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- Le site est considéré comme meuble (S3).

Les dimensions sont les suivantes :

Tableau I-1 : Dimension

Hauteur totale du bâtiment	H = 42.32m
Hauteur de RDC niveau inférieur	h =3.06m.
Hauteur de RDC niveau supérieur	h =3.06m.
Hauteur des étages courant	h = 3.06m.
Hauteur du 1 ^{er} sous-sol	h = 2.8m.
Hauteur du 2eme sous-sol	h = 2.8m.
La longueur totale du bâtiment est de	L= 28.5m
La largeur totale du bâtiment est de	13.9m

I-1-a) Ossature et Système constructif adopté :

✓ Ossature de l'ouvrage :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques avec notamment une interaction portiques-voiles (contreventement mixte), pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

✓ Plancher :

Les planchers sont réalisés en deux types :

- Type 1 : Corps creux et une dalle de compression type (16+5) cm, pour Mezzanine et étages courants.
- Type 2 : Dalle pleine, pour les planchers niveaux sous-sol (parking) et RDC

✓ Escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre. Dans notre projet on a les escaliers du type balancés (mais principalement l'étude que nous allons effectuer comporte deux volet droit balance à 180°).

✓ Maçonnerie :

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs

• Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 12 trous de 15 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

• Murs intérieurs :

Briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur

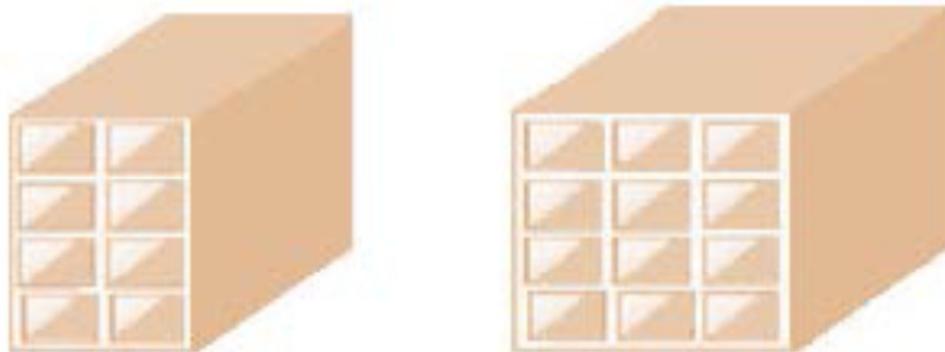


Figure I-1 : Briques 8 et 12 trous

✓ Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

✓ Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 15cm d'épaisseur.

✓ Gaine d'ascenseurs :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I-2) Fondation :

Le rapport de sol relatif au terrain, indique que les sols en place sont de composition alluvionnaire, présentés par des marnes sableuses, des sables, des grès et des calcaires rencontrés dans un contexte très hétérogène.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2.1 bars.

La profondeur d'ancrage de 1,2m dans le sol naturel, en tenant compte en plus de double sous-sol projet

I-3) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Tableau I-2 : Matériaux

Béton		
Classe du ciment	325	CPA
Dosage du béton	350	kg/m ³
Gros béton	220	kg/m ³
Béton de propreté	220	kg/m ³
Poids volumique du béton	2500	kg/m ³

I-4) Résistances mécaniques du béton :

I-4-a) Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 22 MPa ($f_{c28} = 22$ MPa).

D'après l'Article A.2.1.1 du CBA 93

Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa :

- ✓ $f_{cj} = (J/(4.76+0.83J))f_{c28}$
- ✓ $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ si $j > 28$ jours.

I-4-b) Résistance à la traction :

D'après l'Article A.2.1.1.2 du CBA 93 La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\checkmark f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.}$$

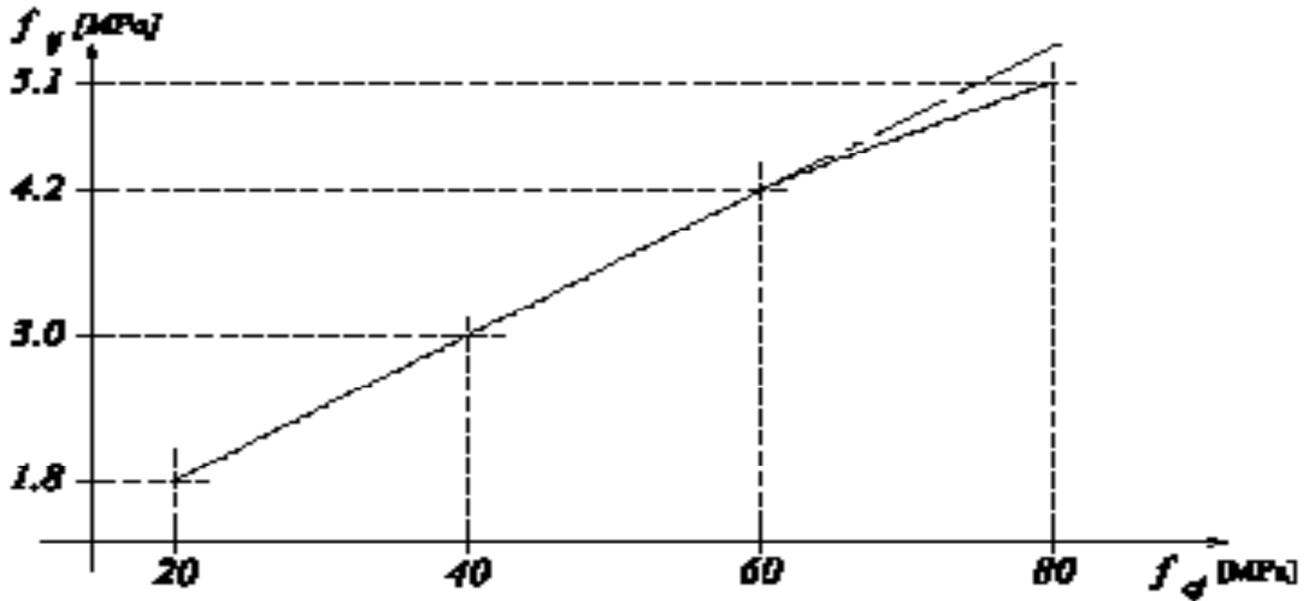


Figure I-2 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

I-5) Contrainte limite du béton :

I-5-a) État limite ultime (ELU) :

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

D'après l'article A.4.3.4.1 du CBA93 Les déformations du béton sont :

- ✓ $\epsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$
- ✓ $\epsilon_{bc2} = 3,5 \text{ ‰}$ si $f_{cj} \leq 40\text{Mpa}$.
- ✓ $4,5 \text{ ‰}$ si $f_{cj} > 40\text{Mpa}$.
- ✓ f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression : $f_{bu} = 0,85 * f_{cj} / \theta \gamma_b$
- ✓ γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- ✓ 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- ✓ 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h,
- ✓ et à 0.85 lorsqu'elle est

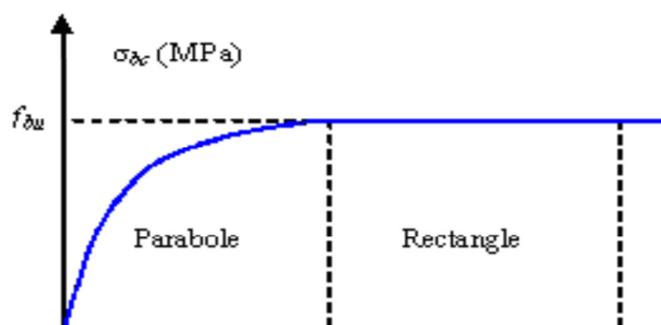


Figure I-3 : Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton

I-5-b) Etat limite de service (ELS) :

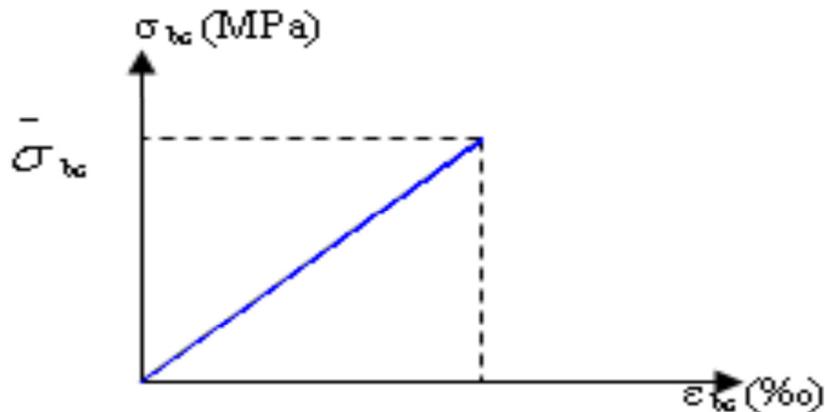


Figure I-4 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$

- Avec : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{28} \Rightarrow \sigma_{bc} = 13.2 \text{ MPa}$

I-5-c) Modules de déformation longitudinale Différé :

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton est donnée par l'Article A.2.1.2.2 du CBA93 :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

I-5-d) Modules de déformation longitudinale instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à l'âge de j jours, un module de déformation instantanée du béton est donné d'après l'Article A.2.1.2.1 du CBA93 : $E_{ij} = 11000 \cdot f_{cj}^{1/3}$

I-5-e) Coefficients de poisson :

D'après l'Article A.2.1.3 du CBA93 Le coefficient de poisson sera pris égal à :

- $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

I-6) Contrainte Limite de l'Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

I-6-a) Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte-déformation (Article A.2.2.2 du CBA93)

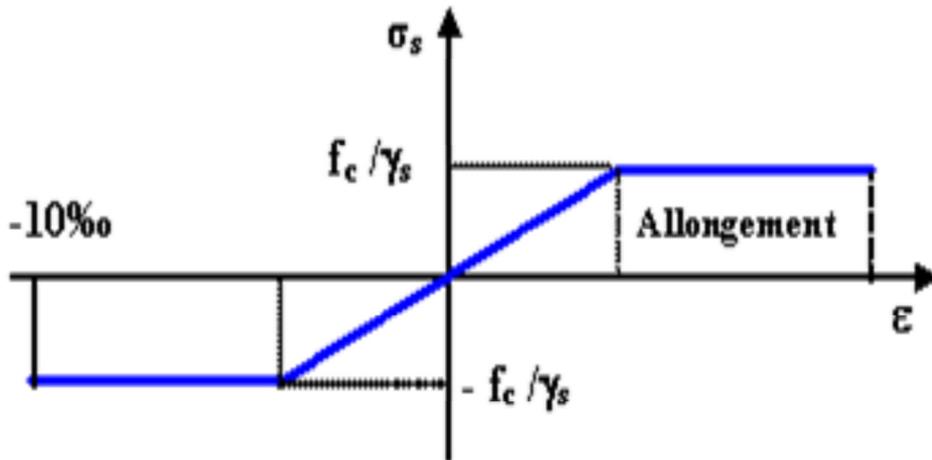


Figure I-5 : *diagramme contrainte-déformation d'acier*

- γ_s : Coefficient de sécurité.
- $\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.
- $\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable ou transitoire.

I-6-b) Etat limite de service :

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

- ✓ Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- ✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{(\eta f_t j)})$. (Article A.4.5.3.3 du CBA93).
- ✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min (1/2 f_e ; 90 \sqrt{(\eta f_t j)})$. (Article A.4.5.3.4 du CBA93)
- ✓ η = Coefficient de fissuration.
- ✓ $\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).
- ✓ $\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA). Avec : $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

I-7) Les hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 22$ MPA.

La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 1.92$ MPA.

Le module d'élasticité différée de béton est : $E_{vj} = 10367,54$ MPA.

Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 30822.43$ MPA.

Pour les armatures de l'acier :

- ✓ Longitudinales : on a choisi le : « $feE\ 400$ » H.A $feE=400$
- ✓ Transversales : on a choisi le : « $feE235$ » R.L
- ✓ Treillis soudés (de la dalle de compression) : « $feE\ 500$ » H.A $feE=500$.

II) CHAPITRE II : DESCENTE DES CHARGES ET PRÉ-DIMENSIONNEMENT

II-1) Introduction

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99/ version2003 et C.B.A 93 (B.A.E.L 91). Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales : Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.
- Sollicitations horizontales : Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

II-2) Détermination de l'épaisseur des Planchers :

II-2-1) Planchers à corps creux :

Pour la détermination de l'épaisseur des planchers à corps creux, on utilise la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

- $h_t = h$: Hauteur (épaisseur) totale du plancher ;
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression ;
- h_1 : épaisseur du corps creux et
- L : La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.
- $L = 490 - 30 = 460\text{cm}$

Où : 460 : est la plus grande portée suivant le sens des solives

40 : est la hauteur de la poutre principale.

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad \Rightarrow 18.4 \text{ cm} \leq h_t \leq 23 \text{ cm}$$

➤ D'ou On prend: $h_t = 21 \text{ cm}$

$$h_1 = 16 \text{ cm} \quad h_0 = 5 \text{ cm}$$

II-2-2) Plancher à dalle pleine :

❖ **Condition de résistance à la flexion (BAEL) :**

Pour le calcul des dalles pleines, on présente (02) cas :

- 1^{er} cas :

Dalle ne porte que dans un seul sens si :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$$

- 2^{ème} cas :

Dalle porte suivant deux sens si :

$$0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$$

- $L_x =$ La plus grande portée entre nus d'appui des Poutres secondaire : 490-30=460 cm
- $L_y =$ La plus grande portée entre nus d'appui de la poutre principale : 499-30=469 cm

❖ **Vérification si la dalle porte dans un seul sens :**

$$L_x = 4,60 \text{ m} \quad L_y = 4,69 \text{ m} \quad \Rightarrow \rho = 0,98 > 0,4$$

⇒ La dalle porte suivant les deux directions

$$h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) l_x$$

$$\Rightarrow h_d = (9,2 ; 11,5) \Rightarrow h_d = 10 \text{ cm}$$

❖ **Condition d'isolation acoustique :**

- Contre les bruits aériens ; $2500 \times h_d \geq 350 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 14 \text{ cm}$;
- Contre les bruits impacts ; $2500 \times h_d \geq 400 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 16 \text{ cm}$.

❖ **Condition de sécurité en matière d'incendie :**

- $h_d = 7 \text{ cm}$ pour 1 heure de coupe de feu.
- $h_d = 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coupe de feu.

□ **Conclusion :**

Pour satisfaire les différentes conditions précédentes, on adopte une épaisseur de la dalle pleine : $h_d = 16 \text{ cm}$.

II-3) Descente des charges :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

II-3-1) Plancher terrasse (inaccessible) :

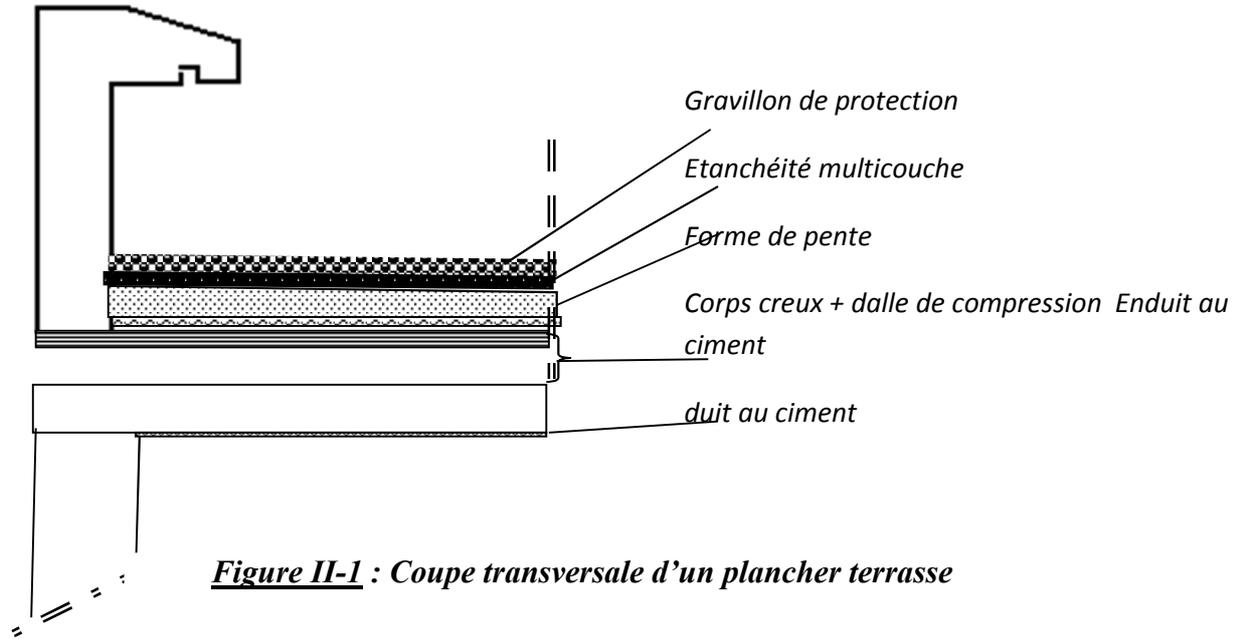
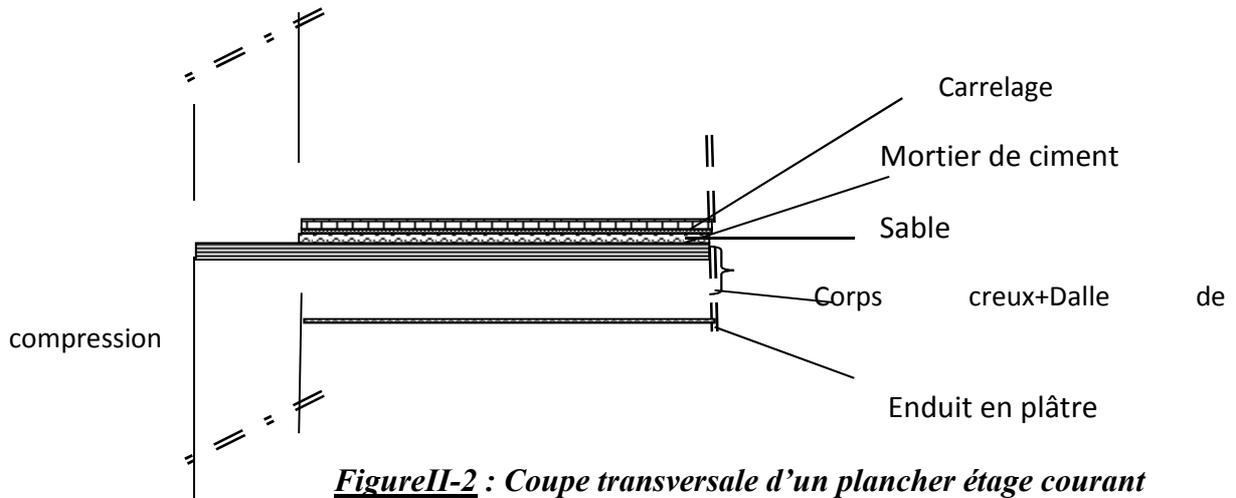


Tableau II-1 : Descentes des charges (terrasse inaccessible)

N°	désignation	Epaisseur(m)	Masse volumique	Poids KN/m ²
01	Gravillon de protection	0.04	20 (KN/m ³)	0.8
02	Etanchéité multicouche	0.02	5 (KN/m ³)	0.1
03	Forme de la pente en béton léger	0.1	22 (KN/m ³)	2.2
05	Plancher à corps creux	(0.16+0.05)	-	2.80
06	Enduit en plâtre	0.03	10 (KN/m ³)	0.30

- Charges permanentes $G_T=6.2 \text{ KN/ m}^2$
- Charges d'exploitations $Q_T=1 \text{ KN/ m}^2$

II-3-2) Plancher étage courant**Tableau II-2 : Descentes des charges (étages courant)**

Numéro	désignation	Epaisseur(m)	Masse volumique	Poids KN/m ²
01	carrelage	0.03	20 (KN/m ³)	0.60
02	Mortier de ciment	0.03	20 (KN/m ³)	0.60
03	Lit de sable fin	0.01	20 (KN/m ³)	0.2
04	cloisons	0.10	-	1.00
05	Plancher à corps creux	(0.16+0.05)	-	2.80
06	Enduit en plâtre	0.03	10 (KN/m ³)	0.30

- Charges permanentes $G_{ec}=5.5 \text{ KN/ m}^2$
- Charges d'exploitations de l'habitation $Q_{ec}=1.5 \text{ KN/ m}^2$
- Charges d'exploitations du bureau $Q_{ec} = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation de la Mezzanine $Q_m=4 \text{ KN/m}^2$

II-3-3) Plancher RDC, Sous-Sol et Balcon**Tableau II-3 : Descentes des charges de la dalle pleine : parking**

Numéro	Désignation	Epaisseur(m)	Masse volumique	Poids KN/m ²
01	Carrelage	0.03	20 (KN/m ³)	0.60
02	Mortier de ciment	0.03	20 (KN/m ³)	0.60
03	Lit de sable fin	0.01	20 (KN/m ³)	0.2
04	Plancher à dalle pleine	0.16	25 (KN/m ³)	4
05	Enduit en plâtre	0.03	10 (KN/m ³)	0.30

- Charges permanentes $G_{ec}=5.7\text{KN}/\text{m}^2$
- Charges d'exploitations $Q_{ec}=2.5\text{KN}/\text{m}^2$
- Balcon $Q=3.5\text{KN}/\text{m}^2$ RDC $Q=4\text{KN}/\text{m}^2$

II-3-4) Dalle Escalier**Tableau II-4 : Descentes des charges de l'escalier**

Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement carrelage horizontal	0.03	20	0.60
Mortier horizontal	0.01	20	0.20
Lit de sable	0.01	18	0.18
Revêtement carrelage vertical	0.03	20	0.60
Mortier vertical	0.01	20	0.20
Poids de la paillasse $ep*25/\cos\alpha$	0.12	25	3.63
Poids des marches	//	22	1.87
Enduit en plâtre $ep/\cos\alpha$	0.01	10	0.12
Garde-corps	//	//	0.10

- D'où on trouve $G= 7.50\text{KN}/\text{m}^2$ $Q= 2.5\text{KN}/\text{m}^2$

II-4) Pré-dimensionnement des éléments structuraux

II-4-1) Introduction

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (Poteaux, Poutres) soient pré dimensionnés de telles manières à reprendre toutes les sollicitations suivantes :

- ✓ Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges.
- ✓ Sollicitations horizontales concernant le séisme.

Le pré dimensionnement de la structure est calculé conformément aux règles B.A.E.L91 et RPA99 version 2003.

II-4-2) Poutres :

Une poutre est un élément dont les dimensions transversales sont faibles vis-à-vis de la portée. On a deux types de poutres :

- ✓ **Les poutres principales** : Elles reçoivent les charges transmissent par les solives (Poutrelles) et le répartissent aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.
 - Elles relient les poteaux entre eux.
 - Elles Supportent la dalle.
- ✓ **Les poutres secondaires (Chaînages)** : elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

La hauteur doit vérifier les conditions suivantes :

- ❖ **Critère de flèche** : D'après les Règle du BAEL 91 on a :

$$\text{➤ } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

- L : La portée de la poutre
- h : La hauteur de la poutre
- b : La largeur de la poutre.

- ❖ **Conditions imposées par le R.P.A 99 version 2003 :**

$$\text{➤ } b \geq 20cm$$

$$\text{➤ } h \geq 30cm$$

$$\text{➤ } \frac{h}{b} < 4$$

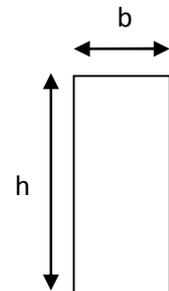


Figure II -3 : Section transversale d'une poutre

II-4-2-a) Poutres principales :

- $L_{max} = 499\text{cm}$

$$\text{Donc } \frac{499}{15} \leq h \leq \frac{499}{10} \quad 33.26\text{cm} \leq h \leq 49.90 \text{ cm}$$

Donc on prend $h = 40 \text{ cm}$ pour toutes les poutres principales.

La largeur b est obtenue par la relation suivante :

$$0.4 \times h \leq b \leq 0.8 \times h \Rightarrow 0.4 \times 40 \leq b \leq 0.8 \times 40 \text{ donc } 16 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm.}$$

Pour la largeur b on prend $b = 30 \text{ cm}$

❖ **Vérification des conditions imposées par le RPA99 version 2003 :**

- $b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$
- $h = 40\text{cm} > 30\text{cm}$ **les conditions sont vérifiées.**
- $\frac{h}{b} = 1,33 < 4$

Donc la section de la poutre principale est de dimensions $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

II-4-2-b) Poutres secondaires :

- $L_{max} = 490\text{cm}$

$$\text{Donc } \frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10} \quad 32.66\text{cm} \leq h \leq 49\text{cm}$$

Donc on prend $h = 40\text{cm}$ pour toutes les poutres Secondaires.

La largeur b est obtenue par la relation suivante :

$$0.4 \times h \leq b \leq 0.8 \times h \Rightarrow 0.4 \times 40 \leq b \leq 0.8 \times 40 \text{ donc } 16 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm.}$$

Pour la largeur b on prend $b = 30 \text{ cm}$

❖ **Vérification des conditions imposées par le RPA99 version 2003 :**

- $b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$
- $h = 40\text{cm} > 30\text{cm}$ **les conditions sont vérifiées.**
- $\frac{h}{b} = 1,33 < 4$

Donc la section de la poutre secondaire est de dimensions $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

Tableau II 5 : Tableau récapitulatif des sections des poutres

Poutres	Dimensions (cm ²)
Principale	(30x40)
Secondaire	(30x40)

II-5) Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. Ils sont des éléments essentiels de la structure, dont les longueurs sont grandes par rapport aux autres dimensions transversales. Le pré-dimensionnement des poteaux se base sur la limitation de l'élançement mécanique λ . En effet, pour limiter le risque de flambement, l'élançement, λ doit être inférieur à 70. Cette caractéristique mécanique est définie comme le rapport de la longueur de flambement L_f au rayon de giration i_{\min} de la section droite du béton seul (B), calculé dans le plan du flambement. Ainsi pour éviter le phénomène du flambement, trois solutions sont à prévoir à savoir :

Limiter la charge à appliquer donc $N_u < N_{\text{critique}}$ avec

- $N_{\text{cr}} = \frac{\pi^2 * E * I}{(K * L_0)^2}$: c'est la charge à partir de laquelle se produit le flambement.
- N_{cr} : charge critique d'Euler E : module longitudinal de l'acier
 - I : moment d'inertie k : coefficient de flambement
 - L_0 : longueur libre du poteau.

Augmenter la section de calcul

Limiter la hauteur libre du poteau

II-5-1) Les différentes valeurs du coefficient de flambement : k

-  $k=2$ pour une pièce encastree-libre
-  $k=1$ pour une pièce articulée -articulée
-  $k=0.7$ pour une pièce encastree-articulée
-  $k= 0.5$ pour une pièce encastree-encastree

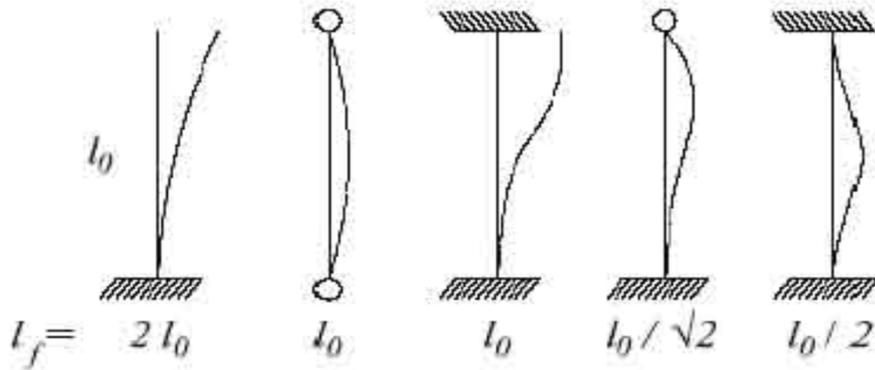


Figure II-4 : les différents comportements du flambement

II-5-2) L'lancement mécanique : λ

$\lambda = \frac{L_f}{i}$ où L_f : longueur du flambement et i : rayon de giration.

- Si le flambement se fait dans la direction parallèle à b on a : $\lambda_1 = 3.46 \times \frac{L_f}{b}$
- Si le flambement se fait dans la direction parallèle à h on a : $\lambda_2 = 3.46 \times \frac{L_f}{h}$

Et enfin $\lambda = \max(\lambda_1 ; \lambda_2)$ Et de même pour une section circulaire de diamètre D ,

On a : $\lambda = 4 \times \frac{L_f}{D}$

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on a décidé d'étudier un (1) type de poteaux carré, certaines vérifications seront effectuées comme :

- ✓ Le flambement
- ✓ Risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble $\frac{N_u}{B * f_{c28}} \leq 0.30$ (RPA99 Version 2003, 7.4.3.1).
- ✓ La section réduite (B_r) : selon le CBA93, l'effort normal ultime (N_u) doit être :

$$B_r \geq \frac{\beta * N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \frac{A * f_e}{B_r * \gamma_s}}$$

- $\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$ $\lambda \leq 50 \Rightarrow \lambda = 35 \Rightarrow \beta = 1.2$

- ✚ Pourcentage minimale des armatures est de 0.8% en zone 2a, on peut prendre $A_s/B_r = 1\%$; $F_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 12,47 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1.15$

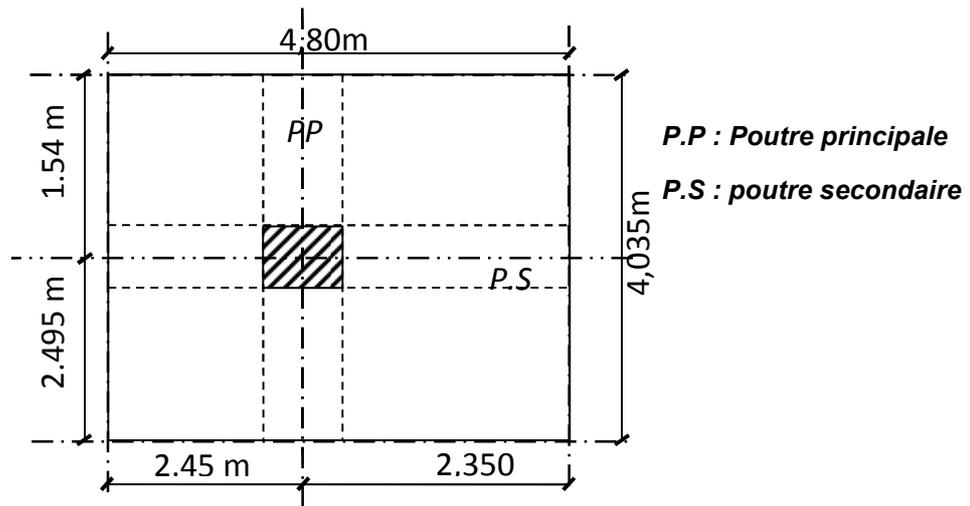


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-5 : poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité de cet ouvrage, c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface afférente $S = (2.45 + 2.35) (2.495 + 1.54) \Rightarrow S = 19.368\text{m}^2$

Tableau II-6 : Section des poteaux

30:042DA30:	ETAGE	G [KN/ml]	Q [KN/ml]	Nupp [KN]	Nups [KN]	Nupot [KN]	Nplane [KN]	Nu Longr [KN]	Nu [KN]	Br [cm ²]	a	choix	verification RPA	Verif flambement
3,06	Haut d'étage 10	6,2	1	12,105	14,400	0,000	139,450		165,955	109,989	12,488	40	14,875	18,551
3,06	Haut d'étage 9	11,7	2,5	24,210	28,800	10,640	275,026		338,676	224,462	16,982	40	21,250	18,551
3,06	Haut d'étage 8	17,2	3,85	36,315	43,200	21,280	407,696		508,491	337,010	20,358	40	26,038	18,551
3,06	Haut d'étage 7	22,7	5,05	48,420	57,600	31,920	537,462		675,402	447,633	23,157	40	30,009	18,551
3,06	haut d'étage 6	28,2	6,1	60,525	72,000	42,560	664,322		839,407	556,330	25,587	40	33,455	18,551
3,06	haut d'étage 5	33,7	7	72,630	86,400	53,200	788,278		1000,508	663,102	27,751	45	36,524	16,490
3,06	haut d'étage 4	39,2	7,75	84,735	100,800	66,66625	909,3276		1161,5289	769,82097	29,745648	45	39,354	16,490
3,06	haut d'étage 3	44,7	8,5	96,840	115,200	80,1325	1030,3776		1322,5501	876,54026	31,606423	45	41,993	16,490
3,06	haut du 2eme	50,2	9,25	108,945	129,600	93,59875	1151,4276		1483,571	983,25955	33,35697	45	44,475781	16,49
3,06	haut du 1er	55,7	10	121,050	144,000	107,065	1272,4776		1644,593	1089,9788	35,014828	50	46,827237	14,841
3,06	haut de MZZ	61,2	11,4	133,155	158,400	123,69	1406,1168		1821,362	1207,1353	36,743853	50	49,279635	14,841
3,06	haut du RDC	66,7	13,727273	145,260	172,800	140,315	1557,7154		2016,090	1336,1947	38,553997	55	51,847088	13,491818
2,8	haut s-sol1	72,2	16	157,365	187,200	158,465	1708,2576		2211,288	1465,5646	40,282693	55	54,299019	12,345455
2,8	haut s-sol2	77,9	17,307692	169,470	201,600	176,615	1843,9826		2391,668	1585,1142	41,813492	60	56,470259	11,316667

II-6) Pré-dimensionnement des voiles :

II-6-1) Définition :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme. On a deux types des voiles :

✓ **Voile de contreventement :**

Zone d'ORAN- $\left\{ \begin{array}{l} \text{nombre d'étages} > 4 \\ h > 12\text{m} \end{array} \right.$

✓ **Voile de soutènement :**

Pour soutenir le sol et avoir une bonne sécurité Dans notre projet, on étudie les voiles périphériques.

✓ **Voile de contreventement et voile périphérique :**

- $a \geq \frac{he}{20}$, $he=306-40=266\text{cm}$
- $a = \frac{240}{20} = 13.3 \text{ cm}$

On choisit une épaisseur de 15 cm : $a=15\text{cm}$

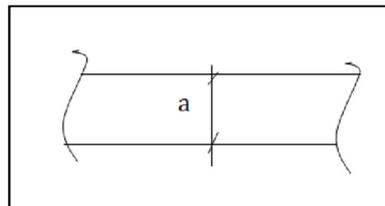


Figure II -6 : Voile de contreventement

II-7) Pré-dimensionnement des éléments secondaires :

Par définition, un élément secondaire est un élément qui ne participe pas à la transmission des efforts du portique. Ce sont entre autres : les planchers les acrotères ; les balcons ; les escaliers. Alors cette partie est consacrée sur leurs pré-dimensionnement.

II-7-1) Pré-dimensionnement du plancher :

II-7-1-a) Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capable de reprendre les charges verticales.

Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

Dimensionnement du plancher :

Suite au précédent chapitre « pré dimensionnement des éléments » sur le quelle en a pu déterminer la hauteur du plancher et puisqu'on a une structure courante, alors on peut assimiler que la surcharge est modérée ($Q \leq 5 \text{KN/m}^2$).

Plancher à corps creux (16+5) pour tous les étages :

- ✓ 16cm : corps creux
- ✓ 5cm : Dalle de compression

II-7-2) Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

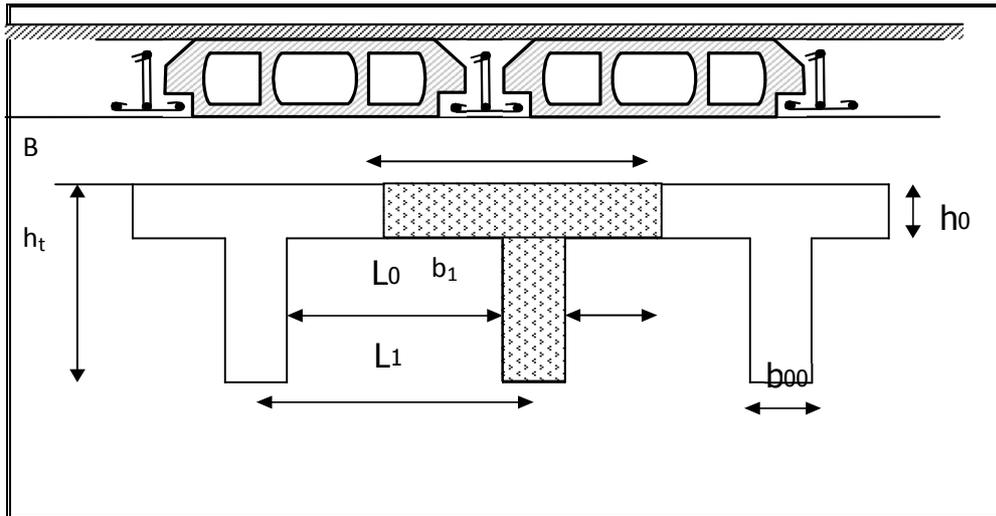


Figure II-7 : Plancher corps creux et dalle de compression

Les poutrelles travaillent comme une section en "T" avec un entre-axe de 60 cm.

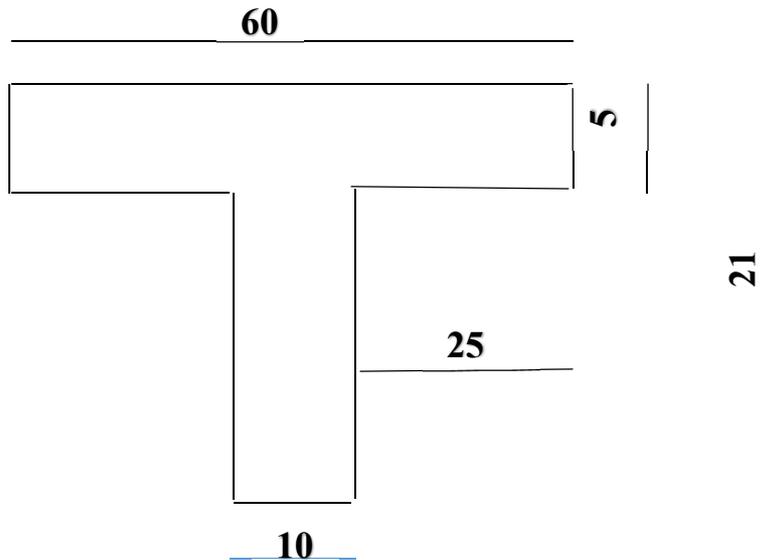


Figure II-Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-8 : Coupe de poutrelle : section en "T"

D'après les règles de BAEL91 la longueur de la dalle de compression sera déterminée à partir de la plus petite des valeurs suivantes de b_1

$$B_1 \quad \frac{Ln-b0}{2} = \frac{60-10}{2} = 25 \text{ cm}$$

$$B_1 \quad L/10=440/10=44$$

$B_1 (6h_0 ; 8h_0) = (6 \times 5 ; 8 \times 5) = (30 ; 40)$ et $b = L_n = b_0 + 2b_1$ donc $b_1 = 0.5 (b - b_0)$
alors on trouve $b_1 = 25 \text{ cm}$

Enfin les dimensions de la solive sont les suivantes :

Tableau II-7 : les dimensions de la solive

b_0	10 cm
b_1	25cm
b	60 cm
h_0	5cm
h	21cm

II-7-3) Pré-dimensionnement de l'acrotère :

II-7-3-a) Introduction :

L'acrotère sera calculé comme une console encastree au niveau du plancher terrasse inaccessible en flexion composée pour une bande de **1,00 m** de largeur.

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal N_c dû au poids propre et un moment de flexion à la base dû à la charge de la main courante

$F_p = Q$. D'après l'article 6-2-3 du RPA99 version 2003, concernant les forces horizontales F_p agissant sur les éléments non structuraux.

En effet les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$\checkmark F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

- A : Coefficient d'accélération du zonage obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés (Oran, zone II_a ; groupe d'usage 2) $\implies A = 0.2$
- C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1)
- W_p : Poids de l'élément considéré : $W_p = 1.4375 \text{ KN/m}$

La distribution de ces forces doit être faite comme pour les forces de gravité se rapportant à ces éléments. Puisqu'on a une console, alors $C_p = 0.8$

Poids propre de l'acrotère :

La surface de l'acrotère est : $S = 575 \text{ cm}^2 = 0.0575 \text{ m}^2$

La masse volumique = $2500 \text{ Kg /m}^3 = 25 \text{ KN/m}^3$

$$P = (0.0575 \times 2500) = 1.4375 \text{ KN/m} \quad Q = 4 \times 0.2 \times 0.8 \times 1.4375 = 0.92 \text{ KN/ml.}$$

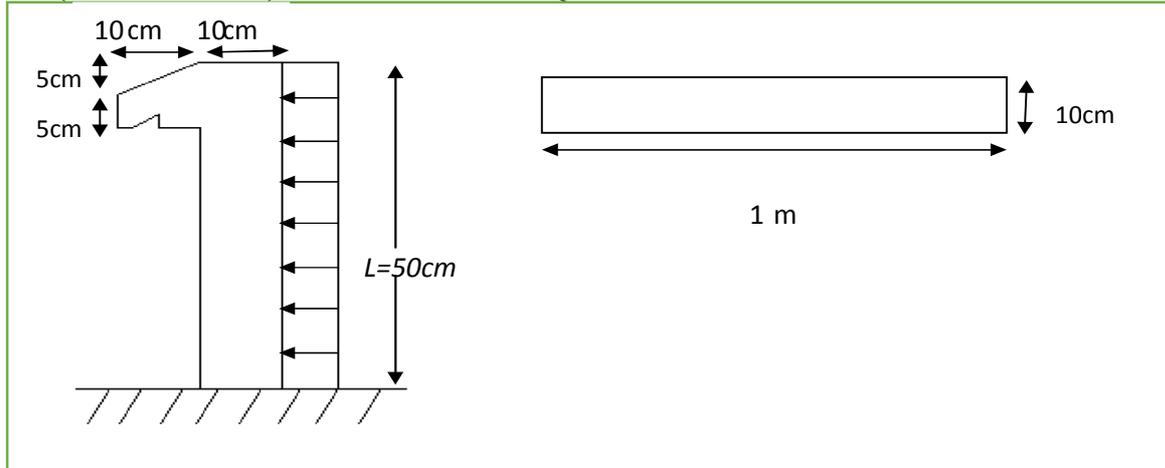


Figure II-9 : Schéma statique de l'acrotère

II-7-4) Pré-dimensionnement du balcon :

II-7-4-a) Introduction

Un balcon est une plate-forme à hauteur de plancher, formant saillie sur une façade et fermée par une balustrade ou un garde-corps, généralement en métal ou en béton.

Les solives étant perpendiculaire au sens porteur du balcon, alors le balcon sera calculé sans tenir compte du contre poids.

Dans ce projet, on a trois (1) type de balcon de différentes portées

Tableau II-1 : type de balcon

Typologie	Portée (m)
B1	1,10

- ✓ Pour le ferrailage on prend compte du cas le plus défavorable à savoir la plus grande portée : $L=4,90$
- ✓ Les solives étant parallèle au balcon, alors on prendra en compte le contre poids.
 - Epaisseur de la dalle : On prend une épaisseur de 16 cm.

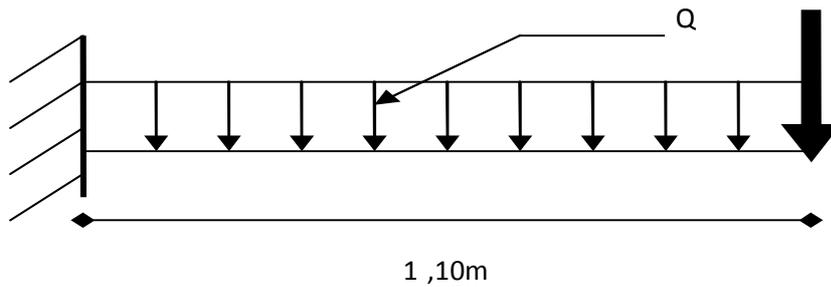


Figure II-10 : Schéma statique du balcon

II-7-5) Pré-dimensionnement de l'escalier :

II-7-5-a) Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue aussi une issue des secours importante en cas d'incendie.

II-7-5-b) Terminologie des escaliers

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches.

On appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche ; "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur décharge.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume circonscrit à l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

Ce jour est donc l'espace compris entre deux (2) volées.

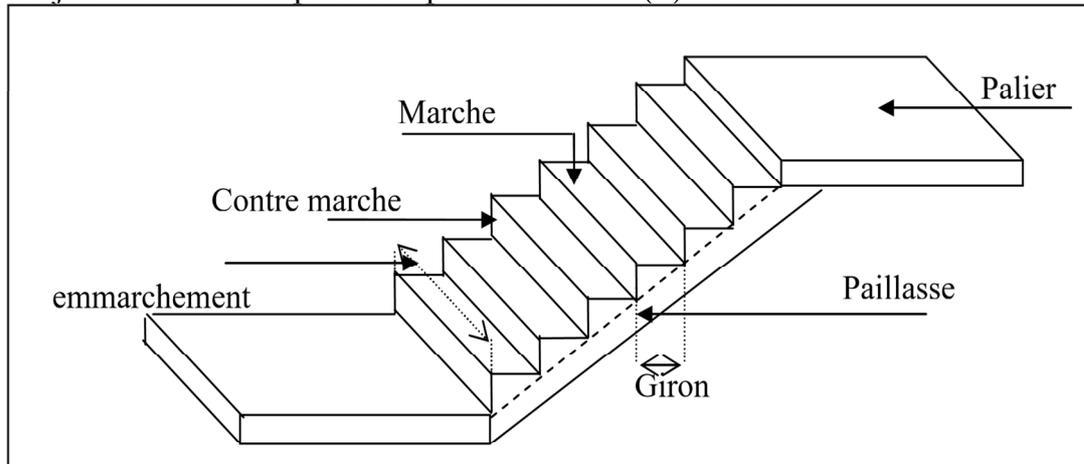


Figure II-11 : schéma d'un escalier

II-7-5-c) Types d'escaliers

On peut pratiquement, à condition naturellement que les dimensions le permettent d'adopter un tracé d'escalier de n'importe quelle forme de cage

On distingue notamment, les escaliers :

- A quartier tournants (balancé)
- A palier intermédiaires
- A la française (limon apparent sur le côté)
- A l'anglaise (marche en débord sur le limon)
- Etc...

❖ **L'escalier balancé** : escalier sans palier intermédiaire dont les changements de direction sont assurés par des marches balancées. On distingue deux principaux types d'escaliers balancés :

- **Escaliers balancés à quartiers tournants :**

L'escalier à un quartier tournant ou à quart tournant : le changement de direction est à 90°. Le quart tournant peut se situer en bas, au milieu ou en haut de l'escalier.

- **L'escalier à deux quartiers tournants ou à deux quarts tournants**

Le changement de direction est de 180°. L'appellation « quartier tournant » désigne la portion de l'escalier qui assure le changement de direction soit à l'aide de marches balancées, soit par l'intermédiaire d'un palier de repos. Dans la pratique cette dénomination est surtout employée pour les escaliers balancés.

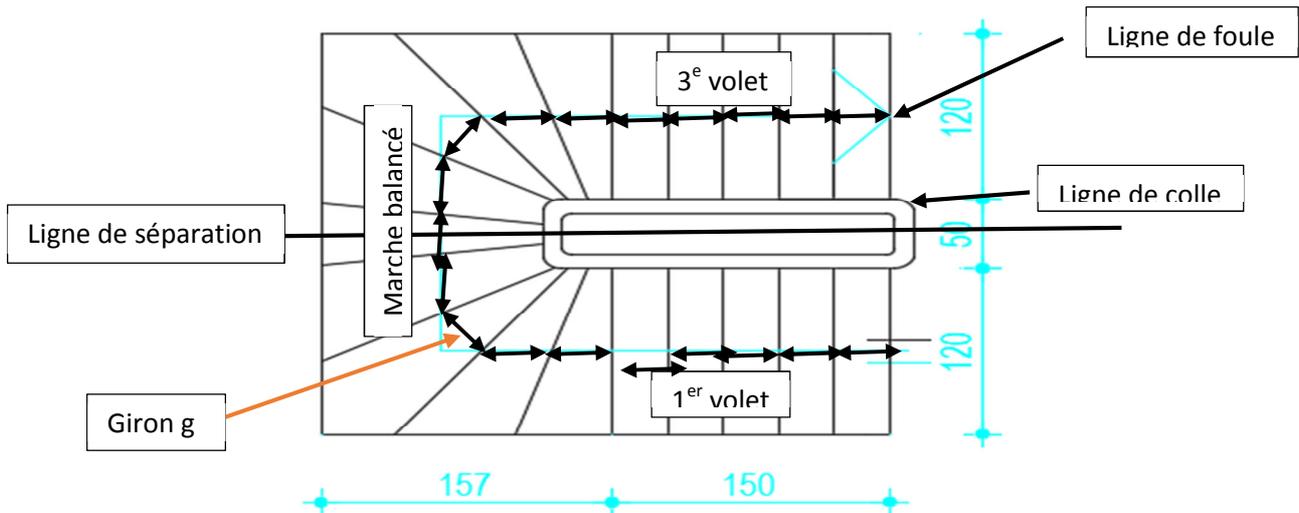


Figure II -12 : Escalier à deux quart tournant balance a 180°

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL : $59 \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$ Avec :

- h : hauteur de la marche (contre marche).
- g : largeur de la marche.
- $H = n \times h$; $h = H/n$; $L = (n-1) \cdot g$; $g = L / (n-1)$.
- H : hauteur entre les faces supérieures des deux Volet différents.
- n : nombre de contre marches.
- L : projection horizontale de la longueur totale de la volée. On trouve :

Donc : $306/17=18 \Rightarrow$ on a **18** contre marche ; **h=17cm**

1^{er} et 3^{ème} volet :

$H=17 \cdot 5=85\text{cm} \Rightarrow$ hauteur du volet et $g=150/5=30\text{cm}$

L'inclinaison de la Paillasse : $\text{tg } \alpha = 85/150 = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$

Marche Balance :

$H=17 \cdot 8=136\text{cm} \Rightarrow$ hauteur du balance et $g=30 \cdot 9=270\text{cm}$

L'inclinaison de la Paillasse : $\text{tg } \alpha = 17/30 = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$

Régression des giron pour les marches balancées

- Méthode de HERSE :

C'est la méthode la plus utilisée. Elle fonctionne dans tous les cas de figure : quart ou demi tournant avec ou sans jour à l'intérieur de l'escalier.

Condition d'utilisation :

Sépare le deux quart tournant par une ligne à 90° chaque moitié du 2 quart tournant sera balance sur la volée correspondant (voir figure ci-dessous)

- Tracer une ligne AB égale à la ligne de collet
- Tracer une ligne horizontale AC égale à la ligne de foulée à balance
- Reporter sur cette ligne les giron des marches a balancé 1 2 3 4 5
- Tracer une diagonale entre les points B et C
- Reporter la ligne de collet AB sur la diagonale en AD
- Tracer une ligne à partir du point B vers les points 1 2 3 4 5
- Relever les valeurs de chaque collet sur la ligne AD

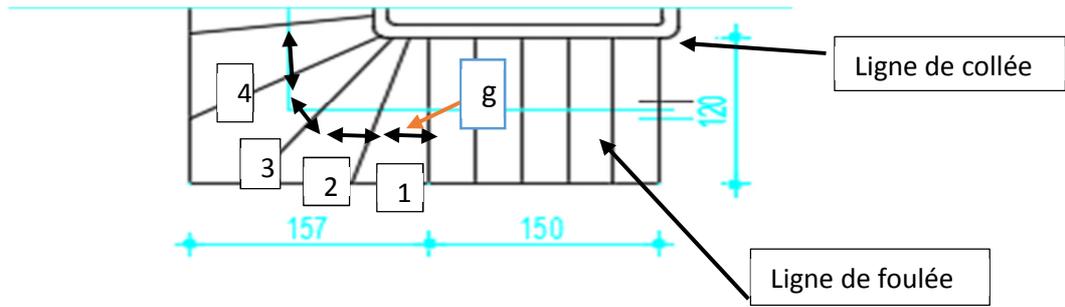


Figure II -13 : Escalier a un quart tournant balance à 90°

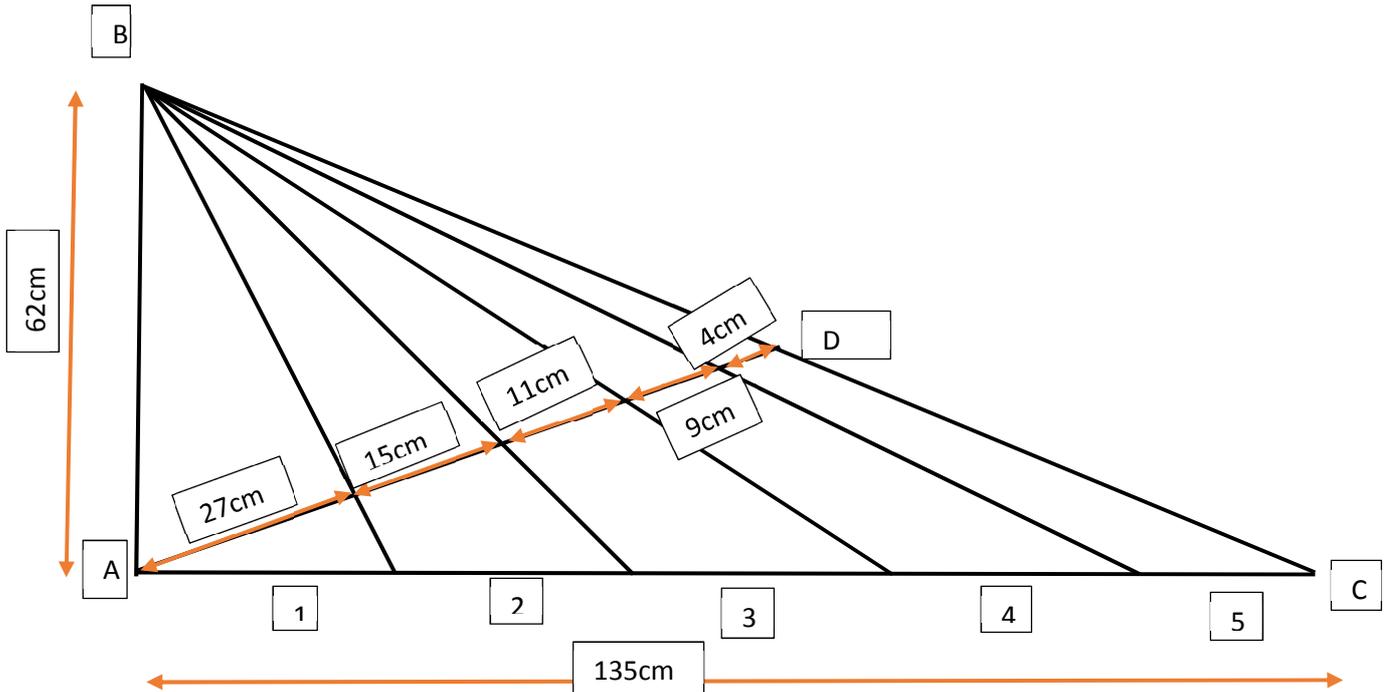


Figure II-14 : Régression des marches balances

Remarque : Parait pour l'autre moitié du 2 quart tournant

Epaisseur de l'escalier

$$\frac{L_R}{30} \leq e_p \leq \frac{L_R}{20} \text{ avec } L_R^2 = 150^2 + 85^2 \text{ donc on trouve } L_R = 172.409 \text{ cm}$$

$$\frac{172.409}{30} \leq e_p \leq \frac{172.409}{20} \text{ enfin on adopte } e_p = 12 \text{ cm}$$

Donc la paillasse et le palier ont une épaisseur de **12 cm**

III) CHAPITRE III : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III-1) Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

III-2) Ferraillages des solives :

Dans ce projet on a cinq (5) types de poutrelles, donc on prend un seul type « Type 03 » comme exemple de calcul à partir des étages courants et On rapporte les résultats trouvés des autres types dans un tableau récapitulatif.

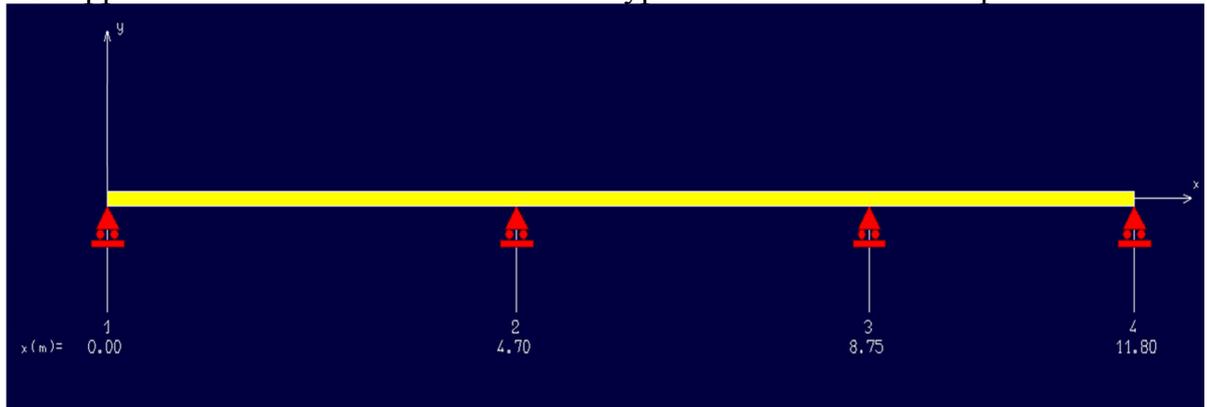


Figure III-1 : Poutrelle de type02

III-2-1) Détermination des sollicitations

Pour la détermination des sollicitations des efforts sur les solives, trois (3) méthodes peuvent être utilisées à savoir :

- la méthode forfaitaire
- la méthode de caquot
- la méthode de caquot minorée

Alors le choix de la méthode à utiliser dépend des quatre (4) conditions ci-dessous

III-2-2) Vérification de l'utilisation de la méthode à utiliser :

Les quatre (4) conditions à vérifier sont les suivantes :

- $\begin{cases} q \leq 2g \\ q \leq 5KN/m^2 \end{cases}; \begin{cases} q = 4 KN/m^2 \leq 2g = 2 * 5.5 = 11KN/m^2 \\ q = 4 KN/m^2 \leq 5KN/m^2 \end{cases} \text{ CV}$
- Les moments d'inerties des sections transversales sont identiques le long de la poutre **CNV**
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 c'est-à-dire $0.8 \leq \frac{l_{i+1}}{l_i} \leq 1.25$; $\frac{4.05}{3.05} = 1.33$ *superieur* 1.25 **CNV**
- La fissuration ne compromet pas la tendue du béton armé et de ses revêtements (FPP) : les solives étant protégés contre les intempéries alors la fissuration est considérée comme peu préjudiciable **CV**

La première condition étant vérifiée et deux des 3 dernières non vérifiées on applique la méthode de **CAQUOT MINOREE**.

III-2-3) Détermination des sollicitations par la méthode de Caquot minorée :

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-1 :
Sollicitation sur la solive de type 3

portée		4.7	4.05	3.05
Portée fictive		4.7	3.24	3.05
Charge permanente $g'=(2/3)g$ (kg/m)		367	367	367
Charge d'exploitation q(kg/m)		150	150	150
Chargée $C(1.35g'+1.5q)$kg/m		720	720	720
Déchargée $D(1.35g')$kg/m		495	495	495
Cas 1 :CCC	Ma(kg.m)	- 397.62	- 1470.46	-840.12 - 167.45
	X (abscisse Mmax)	2.03	2.24	1.83
	Mt (kg.m)	1090.24	337.76	367.22
Cas 2 :DCD	Ma(kg.m)	- 273.36	- 1124.33	- 720.72 - 115.12
	X(abscisse Mmax)	1.98	2.16	1.93
	Mt(kg.m)	701.08	560.60	197.50
Cas 3 :CDC	Ma(kg.m)	- 397.62	- 1357.07	- 696.99 - 167.45
	X(abscisse Mmax)	2.07	2.35	1.77
	Mt(kg.m)	1139.69	14.71	425.94
Cas 4 :CCD	Ma(kg.m)	- 397.62	- 1470.46	- 720.72 - -115.12
	X(abscisse Mmax)	2.03	2.28	1.93
	Mt(kg.m)	1090.24	404.43	197.50
Cas 5 :DCC	Ma(kg.m)	- 273.36	- 1124.33	- 840.12 - -167.45
	X(abscisse Mmax)	1.98	2.12	1.83
	Mt(kg.m)	701.08	497.42	367.22

❖ Remarque : pour le ferrailage, on adopte les moments maximaux
 ($Ma=-1470.46$ kg.m ; $Mt=1139.69$ kg.m)

▪ **En travée :**

$Mt = 11396.9$ N.m
 $A = 1.77$ cm²
 $A_{min} = 1.25$ cm²

En appuis :

$Ma = - 14704.6$ N.m
 $A = 2.2$ cm²
 $A_{min} = 1.25$ cm²

Choix : 3T10: A= 2.36 cm²

μ	0.043
α	0.054
β	0.98

choix : 2T12 : A= 2.26 cm²

μ	0.055
α	0.07
β	0.97

III-2-4) Vérification du ferrailage à l'ELS :

Tableau III-2 : Sollicitations sur la solive de type 3 a l'ELS

portée		4.7	4.05	3.05
Portée fictive		4.7	3.24	3.05
Charge permanente g'=(2/3)g (kg/m)		367	367	367
Charge d'exploitation q(kg/m)		150	150	150
Chargée C(g'+q)kg/m		517	517	517
Déchargée D(g')kg/m		367	367	367
Cas1 :CCC	Ma(kg.m)	- 285.33	- 1055.19	- 602.86
Cas3 :CDC	Mt (kg.m)	815.30	26.80	302.59

✓ **En travée :** Mtser = 8.153 KN .m

▪ Position de l'axe neutre :

$$\frac{b*y^2}{2} + \rho * A'(y-c') - \rho * A*(d-y) = 0 \quad b= 60 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A'= 0, A= 2.36\text{cm}^2$$

D'où l'équation dévient

$$\frac{b*y^2}{2} - \rho * A*(d-y) = 0 \quad \text{alors on a : } 30y^2 + 35.4y - 669.06 = 0$$

On trouve $y_1 = 4.17 \text{ cm}$; $Y_2 = \text{négatif à rejeter}$

Alors pour $y_1 = 4.17 \text{ cm}$, l'axe neutre tombe dans la table de compression.

▪ **Calcul des moments d'inerties :**

$$I_G = \frac{b*y^3}{3} + \rho * A'(y-c') + \rho * A*(d-y)^2 = 20*(4.17)^3 + 15*2.36*(18.9-4.17)^2$$

$$I_G = 9131.07 \text{ cm}^4$$

▪ **Vérification des contraintes**

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_g} y = \frac{8.153}{9131.07} * 4.17 * 10^3 = 3.72 \text{ MPa}$$

$$\text{Or } \sigma_{bc \text{ adm}} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 22 = 13.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc \text{ adm}} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_s = \frac{*M_{ser}*(d-y)}{I_g} = \frac{15*8.153*(18.9-4.17)}{9131.07} * 10^3 = 197.28 \text{ MPa}$$

Fissuration peu-nuisible alors $\sigma_{s \text{ adm}} = f_e = 400 \text{ Mpa}$

$$\text{Alors } \sigma_{s \text{ adm}} > \sigma_s \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Conclusion :** les armatures calculées aux ELU seront maintenues.

▪ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier : $\tau_u < \tau_{u'}$

$$T_{\max} = 12.1417 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{12.1417 \cdot 10}{60 \cdot 18.9} = 0.10 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{limite}} = \min\left(\frac{0.2 \cdot f_c \cdot 28}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.2 \cdot 22}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right) = 2.93; 5 \text{ MPa} = 2.93 \text{ MPa}$$

On a donc $\tau_u = 0.10 \text{ MPa} < \tau_{\text{limite}} = 2.93 \text{ MPa}$

Conclusion : il y a résistance au cisaillement car $\tau_u < \tau_{\text{limit}}$

▪ **Armatures transversales :**

$$\emptyset t \leq \min(\emptyset l; h/35; b_0/10) = \min(1.2; 21/35; 10/10)$$

$$\emptyset t \leq 0.6 \text{ cm}$$

On prend : $\emptyset t = \emptyset 8$

▪ **Calcul de l'espacement :**

D'après le R.P.A 99 :

Zone nodale :

$$St \leq \min(h/4; 12\emptyset l \text{ min}; 30 \text{ cm}) = \min(21/4; 12 \cdot 0.8; 30)$$

$$\text{On prend : } St = 5.25 \text{ cm}$$

▪ **Zone courante :**

$$St \leq h/2 = 21/2 \dots St = 10.5 \text{ cm}$$

III-3) Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Si :

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \text{ avec } (L_1 \text{ en cm}).$$

$$L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

Avec : L_n : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1 = 60 \text{ cm}$).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles.

On a : $L_1 = 60 \text{ cm}$

$$\Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{60}{400} = 0.6 \text{ cm}^2 / ml$$

Choix : $5 \text{ HA } 6 \Rightarrow A_1 = 1.41 \text{ cm}^2$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

▪ **Armatures de répartition :**

Les armatures de répartition A_2 doivent vérifiées : $A_2 \geq A_1/2 = 0.71 \text{ cm}^2$

Soit $5 \text{ HA } 6 \Rightarrow A_2 = 1.41 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20 \text{ cm}$.

Pour le ferrillage de la dalle de Compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20

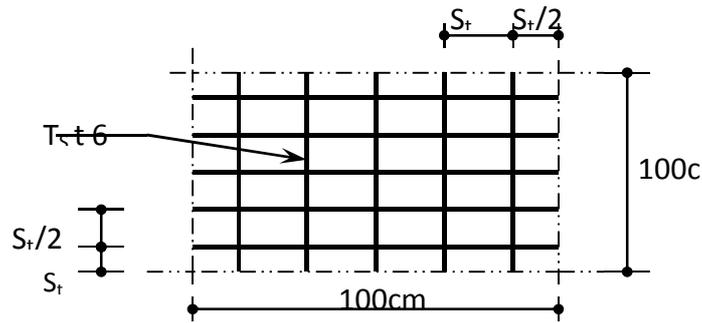


Tableau III-3 : Tableau récapitulatif des autres types de poutrelles

Travées	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	A _t (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix	
						Travées	appui
7	8.125	10.02	2.36	2.26	1.25	3T10	2T12
5	10.117	11.98	2.36	2.26	1.25	3T10	2T12
4	10.79	10.5483	2.36	2.26	1.25	3T10	2T12
3	11.39	14.70	2.36	2.26	1.25	3T10	2T12
2	14.396	15.123	2.36	2.26	1.25	3T10	2T12

III-4) Etude de l'acrotère

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible en flexion composée pour une bande de 1,00 m de largeur
 Combinaison des charges :

ELU

$N_u = 1.35 * G = 1.941 \text{ KN}$
 $M_u = 1.5 * Q * 0.5 = 0.69 \text{ KN.m}$
 $T_u = 1.5 * Q = 1.38 \text{ KN}$

ELS

$N_s = G = 1.4375 \text{ KN}$
 $M_s = Q * 0.5 = 0.46 \text{ KN.m}$
 $T_s = Q = 0.92 \text{ KN}$

La fissuration est prise comme préjudiciable car l'acrotère est exposé aux intempéries.

III-4-1) Calcul du ferrailage à l'ELU :L'excentricité : e_0

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.69 \cdot 100}{1.941} = 35.55 \text{ cm} \quad ; \quad \frac{h}{2} = \frac{10}{2} = 5 \text{ cm}$$

On a $e_0 = 35.55 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 5 \text{ cm}$, alors l'effort normal est appliqué à l'extérieur de la section, d'où on a une section partiellement comprimée " S P C "

- Soient : M_1 : moment par rapport aux armatures tendues ;
- e : distance entre le centre de pression et les armatures tendues ;
- e_0 : distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

$$M_1 = N_u \cdot e \quad \text{avec} \quad e = e_0 + \frac{h}{2} - c \quad \text{et} \quad c = 0.1 \cdot h = 0.1 \cdot 10 = 1 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } e = e_0 + \frac{h}{2} - c \quad ; \quad e = 35.55 + \frac{10}{2} - 1 = 39.55 \text{ cm} ;$$

$$M_1 = 1.941 \cdot 39.55 \cdot 10^{-2} = 0.768 \text{ KN.m}$$

Le calcul de la section se fera en flexion simple avec un moment maximal
 $M = M_1 = 768 \text{ N.m}$

μ	0.0076
α	0.0095
β	0.996

$$A_1 = 0.25 \text{ cm}^2 \quad A_1' = 0 \text{ cm}^2 \text{ (pas besoin d'armatures comprimées)}$$

Enfin le calcul de la section en flexion composée nous donne :

$$A = A_1 - \frac{Nu}{100 \cdot \sigma_s} = 0.25 - \frac{1941}{100 \cdot 348} = 0.19 \text{ cm}^2 \quad A' = A_1' = 0$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 100 \cdot 9 \cdot \frac{1.92}{400} = 0.99 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{s \text{ cal}} ; A_{\min}) = \max(0.19 ; 0.99) = 0.99 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des armatures : 3T8 : } A_s = 1.51 \text{ cm}^2$$

III-4-2) Vérification à l'ELS :

Soit e'_0 : l'excentricité de l'effort normal à l'état limite de service : N_{ser}

Calcul de l'excentricité : e'_0

$$e'_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0.46 \cdot 100}{1.4375} = 32 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 5 \text{ cm} \text{ alors le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et par conséquent, on a une section partiellement comprimée "SPC"}$$

- C : la distance du point d'application de l'effort à l'arrête la plus comprimée.
- Si N est un effort de compression :
- $C > 0$ si N_{ser} se trouve à l'intérieur de la section.

- $C < 0$ si N_{ser} se trouve à l'extérieur de la section
Dans notre cas, $C < 0$ car N_{ser} se trouve à l'extérieur de la section
- Y_2 : la distance du point d'application de l'effort à l'axe neutre.
- Si N est un effort de compression alors $Y_2 > 0$

$$C = e'0 + \frac{h}{2} = 32 + 5 = 37 \text{ cm}$$

Or c doit être négatif alors on a $C = -37 \text{ cm}$

$$A = 1.51 \text{ cm}^2 ; A' = 0 ; b = 100 \text{ cm} ; d = 0.9 * h = 9 \text{ cm} ; c = -37 \text{ cm} ; N_{ser} = 1.4375 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } P = -3 * c^2 + \frac{90 * A}{b} (d - c) - \frac{90 * A'}{b} (c - d') \text{ or } A' = 0 \text{ alors on aura :}$$

$$P = -3 * c^2 + \frac{90 * A}{b} (d - c)$$

$$P = -3(-37)^2 + \frac{90 * 1.51}{100} (9 + 37) \rightarrow P = -4044.49$$

$$q = -2 * c^3 + \frac{90 * A}{b} (d - c)^2 - \frac{90 * A'}{b} (c - d')^2 \text{ or } A' = 0 \text{ alors on aura : } q = -2 * c^3 + \frac{90 * A}{b} (d - c)^2$$

$$q = -2c^3 + \frac{90 * A}{b} (d - c)^2 = -2(-37)^3 + \frac{90 * 1.51}{100} (9 + 37)^2$$

$$q = 104181.644$$

Y_2 est racine de l'équation suivante :

$$Y_2^3 + P * Y_2 + q = 0 ; Y_2^3 - 4044.49 Y_2 + 104181.644 = 0$$

Méthode de résolution de cette équation :

$$\Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27} = (+104181.644)^2 + \frac{4 * (-4044.49)^3}{27} = 1052428223 > 0$$

$$T = 0.5 * (\sqrt{\Delta - q}) = 0.5 * \sqrt{(1052428223 - 104181.644)} = 16219.77$$

$$Z = \sqrt[3]{T} = \sqrt[3]{16219.77} = 25.31$$

$$Y_2 = Z - \frac{P}{3Z} = 25.31 + \frac{4044.49}{3 * 25.31} = 78.58$$

$$0 < Y_1 = Y_2 + C = 78.58 - 37 = 41.58 \text{ cm} < 50 \text{ cm}$$

Calcul du moment statique : S

$$S = \frac{b * y_1^2}{2} + p * (A' + A) y_1 - p * (A' d' + A * d)$$

$$S = \frac{100 * (41.58)^2}{2} + 15 * (0 + 1.51) (41.58) - 15 * (0 + 1.51 * 9) = 87182.76 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{100 * S} = \frac{1.4375 * 1000}{100 * 87182.76} = 164,88 * 10^{-6}$$

Calcul des contraintes :

❖ Contrainte du béton tendu :

$$\sigma_{bc} = K * y_1 = 164,88 * 10^{-6} * 41.58 = 6.85 * 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\text{Or } \sigma_{bc \text{ adm}} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 222 = 13.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.00685 \text{ MPa} < \sigma_{bc \text{ adm}} = 13.2 \text{ MPa} : \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Contrainte dans l'acier :

L'acrotère étant exposé aux intempéries alors la fissuration est préjudiciable et on a par conséquent :

$$\sigma_{sadm} = \min \left(\frac{2}{3} f_c ; 110 (\eta * f_{t28})^{\frac{1}{2}} \right) = \min (266.67 ; 192.798) ; \sigma_{sadm} = 192.798 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * K * (d' - y_1) = 15 * 164.88 * 10^{-6} * (45 - 41.58) = 0.008 \text{ MPa} ; \text{ avec } d' = 0.9 * 50 \text{ cm.}$$

$$\sigma_s = 0.008 \text{ MPa} < \sigma_{sadm} = 192.798 \text{ MPa} : \dots \text{ Condition vérifiée}$$

Conclusion :

En somme les deux contraintes étant vérifiées, alors les armatures obtenues à l'ELU seront maintenues.

Vérification aux cisaillements

$$T_{\max} = 1.38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b * d} = \frac{1.38 * 10}{100 * 9} = 0.015 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\tau_{\text{limite}} = \min \left(\frac{0.15 * f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0.15 * 22}{1.5} = 2.20 ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.20 \text{ MPa}$$

On a donc $\tau_u = 0.015 \text{ MPa} < \tau_{\text{limite}} = 2.20 \text{ MPa}$

❖ Conclusion : il y a résistance aux efforts de cisaillement car $\tau_u < \tau_{\text{limite}}$

III-5) Etude des balcons

Pour le ferrailage du balcon, on a un seul type. Afin de faciliter toute complication de calcul, on prendra une section de 1ml de longueur

III-5-1) Détermination du poids de garde-corps :

- Tige en fonte de diamètre de 5cm et 1m de longueur.
- Plaque de verre de 80 cm de longueur et 4 cm d'épaisseur.

Calcul :

$$S_{\text{tige}} \times 72.5 = 0.25 * \pi * 0,05^2 * 1\text{m} * 72.5 = 0,14 \text{ KN}$$

$$S_{\text{plaque de verre}} * 1\text{m} * 25 = 0,8 * 0,04 * 1 * 25 = 0,8 \text{ KN}$$

$$P_{gc} = 0,8 + 0,14 = 0.94 \text{ KN}$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 * 1 \text{ m} = 3.50 \text{ KN/m}$$

$$G = 5.7 \text{ KN/m}^2 * 1 \text{ m} = 5.7 \text{ KN/m}$$

Combinaison fondamentale

➤ **ELU :**

$$Q_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 12.945 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1.35 * 0.94 = 1.27 \text{ KN}$$

$$M_u = -9.228 \text{ KN.m}$$

$$T_u = -15.5 \text{ KN}$$

➤ **ELS :**

$$Q_s = G + Q = 5.7 + 3.50 = 9.2 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 0.94 \text{ KN}$$

$$M_s = -6.6 \text{ KN.m}$$

$$T_s = -11.06 \text{ KN}$$

III-5-2) Calcul du ferrailage du balcon de type B1

Les moments étant négatifs, alors le ferrailage se fera dans la partie supérieure du balcon et le calcul se fera en flexion simple.

$$M_u = -9.225 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{9225}{12.47 * 100 * 14.4^2} = 0.035 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas besoin d'armatures comprimées } A'$$

Calcul de A_s

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s * \beta * d} \text{ avec } \beta = 1 - 0.4 * \alpha$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.048}) = 0.045 \text{ et } \beta = 0.98$$

$$A_s = \frac{9225}{348 * 0.98 * 14.4} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 100 * 14.4 * \frac{1.920}{400} = 1.59 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{s \text{ cal}} ; A_{\min}) = \max(1.88 ; 1.59) = 1.88 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1.88}{4} = 0.47 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$A_s : 3T12 \rightarrow A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A_r : 3T12 \rightarrow A_r = 3.39 \text{ cm}^2$$

Espacement

$$e = 100/3 = 33 \text{ cm} \leq (4h ; 45 \text{ cm}) = (64 ; 45) \text{ vérifiée}$$

III-5-3) Vérification à l'ELS

Position de l'axe neutre

On a une section rectangulaire de dimension (b*h).

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + p \cdot (A' + A) y_1 - p \cdot (A' d' + A d) = 0 \quad b = 100 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0, A = 3.39 \text{ cm}^2$$

D'où l'équation dévient : $50y^2 + 50.85y - 686.48 = 0$

$$50y^2 + 50.85y - 686.48 = 0$$

On trouve $y_1 = 3.24 \text{ cm}$

$Y_2 = -4.24 \text{ cm}$ à rejeter

Alors pour $y_1 = 3.24$, l'axe neutre tombe dans la table de compression.

○ **Calcul des moments d'inerties**

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + p \cdot A' (y - c')^2 + p \cdot A (d - y)^2 = 100 \cdot (3.24)^3 / 3 + 15 \cdot 3.39 \cdot (13.5 - 3.24)^2$$

$$I_G = 6486.60 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes

- **Contrainte maximale dans le béton comprimé : σ_b**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_g} y = \frac{6.6}{6486.60} \cdot 3.24 \cdot 10^3 = 3.29 \text{ MPa}$$

Or $\sigma_{bc \text{ adm}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 22 = 13.2 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} < \sigma_{bc \text{ adm}}$ Condition vérifiée

- **Contrainte maximale dans l'acier tendu : σ_s**

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot (d - y)}{I_g} = \frac{15 \cdot 6600 \cdot (14.4 - 3.24)}{6486.60} = 170.33 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

alors $\sigma_{s \text{ adm}} = \min \left(\frac{2}{3} f_c ; 110 \sqrt{f_{t28}} \right) = \min (266.67 ; 192.79)$

$\sigma_{s \text{ adm}} = 192.79 \text{ MPa}$

Alors $\sigma_{s \text{ adm}} > \sigma_s$ Condition vérifiée

Conclusion : les armatures calculées aux ELU seront maintenues.

Vérification au cisaillement

$T_{\max} = 15.5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{15500}{1000 \cdot 144} = 0.11 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\tau_{\text{limite}} = \min \left(\frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0.15 \cdot 22}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.20 ; 4 \text{ MPa} = 2.20 \text{ MPa}$$

On a donc $\tau_u = 0.11 \text{ MPa} < \tau_{\text{limite}} = 2.20 \text{ MPa}$

Conclusion : il y a résistance aux efforts de cisaillement car $\tau_u < \tau_{\text{limite}}$

Schéma de ferrailage du balcon B1

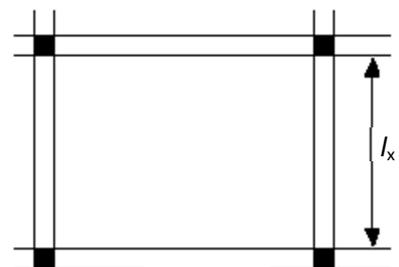
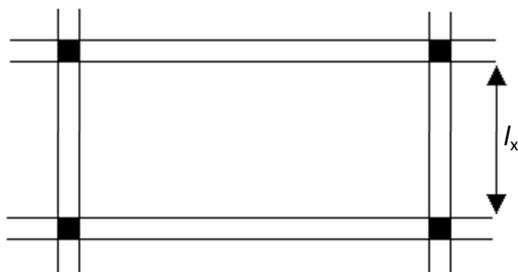
III-6) Etude de la dalle pleine

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires (grande portée l_y , petite portée l_x , épaisseur h_d) dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur leur contour) ou des murs en maçonnerie (dalles articulées sur leur contour).

Méthode de calcul :

La méthode de calcul dépend de la valeur $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

- Pour $\rho < 0,4$; les dalles portent dans un seul sens (Fig.a.)
- Pour $0,4 \leq \rho \leq 1$; les dalles portent selon deux directions (Fig.b.).



III-6-1) Evaluation des moments :

Les moments sur appuis et en travée sont estimés forfaitairement par la méthode suivante :

Evaluation des charges et combinaisons fondamentale

D'après la descente de charge effectuée dans le chapitre (II); on a :

$$G = 5.7 \text{ Kn/m}^2 ; P = 2.5 \text{ Kn/m}^2$$

Combinaisons fondamentales :

ELU:

$$\overline{q_u} = 1,35G + 1,5Q$$

$$\overline{q_u} = 1,35 \times 5.7 + 1,5 \times 2.50 = 11.445 \text{ Kn/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = \overline{q_u} \times 1,00 = 11.445 \text{ Kn/ml}$$

ELS:

$$\overline{q_s} = G + Q$$

$$\overline{q_s} = 5.7 + 2.50 = 8.2 \text{ Kn/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_s = \overline{q_s} \times 1,00 = 8.2 \text{ Kn/ml.}$$

Calcul des moments de flexion maximaux M_{0x} et M_{0y} au centre de la dalle en la considérant sur son contour :

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

Avec :

μ_x et μ_y sont des coefficients de réduction donnés en fonction du rapport l_x / l_y .

Affectation de fraction forfaitaire de M_{0x} et M_{0y} selon le processus suivant :

[BAEL 91 / A.8.2,32]

✓ Pour les panneaux intermédiaires :

$$\begin{array}{l} \text{Moments en travée} \\ \text{Moments en appuis} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,75 M_{0x} \\ M_{ty} = 0,75 M_{0y} \\ M_{ax} = - 0,5 M_{0x} \\ M_{ay} = - 0,5 M_{0y} \end{array} \right.$$

✓ Pour les panneaux de rive :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,85 M_{0x} \\ M_{ty} = 0,85 M_{0y} \end{array} \right.$$

Moments en travée

Moments sur appuis intermédiaires $\left\{ \begin{array}{l} M_{a_{ix}} = - 0,5 M_{0x} \\ M_{a_{iy}} = - 0,5 M_{0y} \end{array} \right.$

Moments sur appuis de rive $\left\{ \begin{array}{l} M_{arx} = - 0,3 M_{0x} \\ M_{ary} = - 0,3 M_{0y} \end{array} \right.$

➤ En respectant la condition suivante :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{e} \geq 1,25 M_0$$

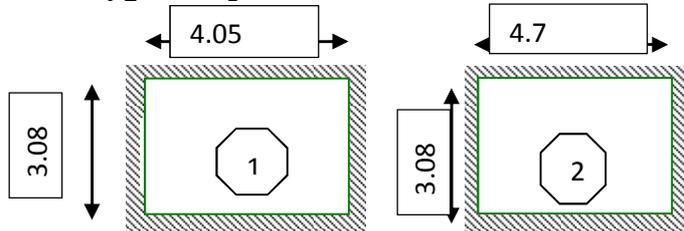
Efforts tranchants :

Pour une charge totale P uniformément répartie sur toute la surface de la dalle a et b sont les dimensions de la dalle telle que (a < b)

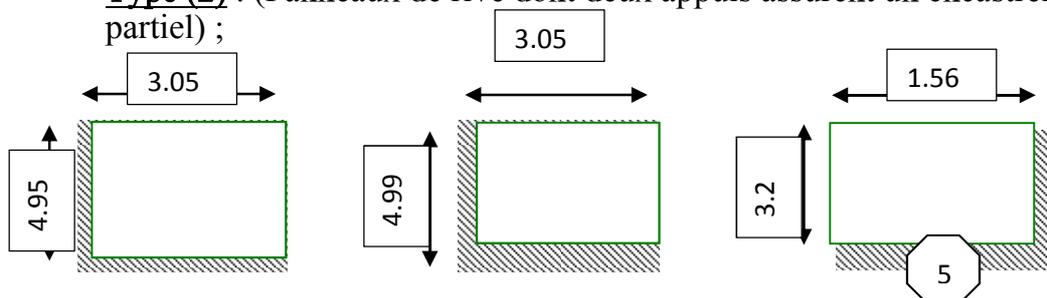
Effort tranchant par unité de longueur d'appui $\left\{ \begin{array}{l} \text{maximum : au milieu du plus grand côté : } T_{\max} = \frac{P}{2b + a} \\ \text{minimum : au milieu du plus pite côté : } T_{\min} = \frac{P}{3b} \end{array} \right.$

III-6-2) Planchers à dalle pleine

Type 1 : (panneaux continus au-delà de leurs appuis)

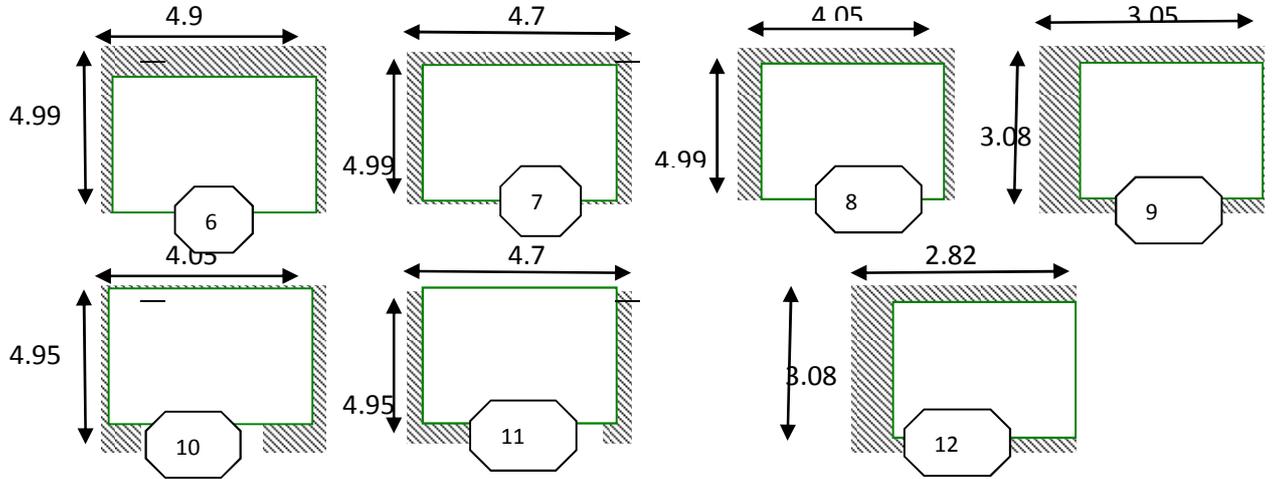


Type (2) : (Panneaux de rive dont deux appuis assurent un encastrement partiel) ;





Type (3) : (Panneaux de rive dont un seul appui assure un encastrement partiel) ;



III-6-3) Calcul des moments fléchissant

Tableau III-4 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant des panneaux

Panneaux	l_x (m)	l_y (m)	$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	ELU ($\nu = 0$)				ELS ($\nu = 0,2$)			
				μ_u		M_u		μ_s		M_s	
				μ_{ux}	μ_{uy}	M_{ux} (kn.m)	M_{uy} (kn.m)	μ_{sx}	μ_{sy}	M_{sx} (kn.m)	M_{sy} (kn.m)
1	3.08	4.05	0.76	0,0609	0,520	6.612	3.438	0.0669	0.6546	5.204	3.406
2	3.08	4.7	0.65	0,0750	0,3614	8.143	2.943	0.0804	0,5236	6.254	3.275
3	3.05	4.95	0.62	0,0780	0,3250	8.304	2.699	0.0842	0,489	6.423	3.141
4	3.05	4.99	0,61	0,0793	0,3080	8.443	2.600	0,0859	0,4780	6.552	3.132
5	1.56	3.2	0,50	0,0965	0,1802	2.688	0.484	0,0999	0,3670	1.994	8.732
6	4.9	4.99	0,98	0,0375	0,942	10.305	9.707	0,0461	0,9822	9.076	8.915
7	4.7	4.99	0,94	0,0420	0,8754	10.618	9.295	0,0476	0,9358	8.622	8.069
8	4.05	4.99	0,81	0,0555	0,6298	10.418	6.561	0,0617	0,7277	8.299	6.039

9	3.05	3.08	0,99	0,0360	0,9876	3.833	3.785	0,0458	0,9941	3.494	3.473
10	4.05	4.95	0,82	0,0520	0,6439	9.762	6.286	0,0589	0.7387	7.922	5.852
11	4.7	4.95	0,95	0,0410	0,8887	10.366	9.212	0,0483	0,9244	7.749	8.088
12	2.82	3.08	0,91	0,0450	0,8014	4.096	3.282	0,0508	0,8690	3.313	2.879

pannea	ELU					ELS			
	M _{tx} kn.m	T _x kn	M _{ty} kn.m	T _y kn	Ma Kn.m	M _{tx} kn.m	M _{ty} kn.m	Ma Kn.m	
1	4.959	12.772	2.578	11.750	-3.306	3.903	2.554	-2.602	
2	6.107	13.302	2.207	11.750	-4.072	4.690	2.456	-3.127	
3	7.058	13.279	2.294	11.635	-4.152	5.459	2.669	-3.211	
4	7.176	13.323	2.210	11.635	-4.221	5.569	2.662	-3.276	
5	2.285	7.142	0.411	5.951	-1.344	1.695	7.422	-0.997	
6	7.729	18.189	8.251	18.693	-5.553	6.807	7.578	-4.538	
7	7.964	18.296	7.900	17.930	-5.309	6.466	6.858	-4.311	
8	7.813	16.495	5.577	15.451	-5.209	6.224	5.133	-4.149	
9	3.258	11.675	2.839	11.636	-1.916	2.969	2.605	-1.747	
10	7.322	16.437	5.343	15.451	-4.881	5.942	4.974	-3.961	
11	7.775	18.234	7.830	17.930	-5.183	5.811	6.875	-3.875	
12	3.482	11.091	2.462	10.758	-2.048	2.816	2.159	-1.656	

Tableau III-5 : Moment le plus défavorable dans les 2 sens

combinaison	Sens x-x		Sens y-y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
M _a (kn.m)	-5.553	-4.538	-5.553	-4.538
M _t (kn.m)	7.964	6.807	8.251	7.578

III-6-4) Calcul des ferrillages :

Sens X-X :

- En travée :

- ELU : $M_{tx}^u = 7.964 \text{Knm}$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

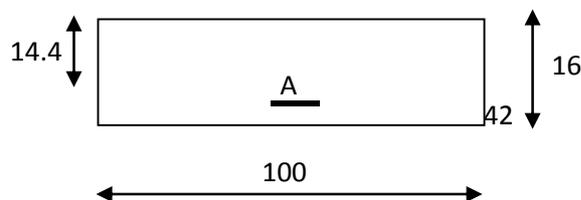


Fig. III-24 : Section de la poutre

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{7964}{12.47 \times 100 \times (14.4)^2} = 0.031$$

$\mu = 0,031 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$

$$1000 \epsilon_s = 10 > 1000 \epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,039$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,98$$

- Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{7964}{348 \times 0,98 \times 14,4} = 1,62 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{\min}) = 1,62 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Espacement maximal des armatures:

$$L'écartement des armatures : \delta \leq \min(\beta h_d, 33 \text{cm}) = 33 \text{cm}$$

- Choix des armatures:

$$4\text{T}10/\text{ml} \rightarrow A = 3,14 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}10 \rightarrow e = 25 \text{cm}).$$

➤ - ELS : $M_{tx}^s = 6.807 \text{kn.m}$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A'
- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^s} = \frac{7964}{6807} = 1,17$$

$$\frac{1,17 - 1}{2} + \frac{22}{100} = 0,305 > \alpha = 0,039$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 13,2 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour σ_s)

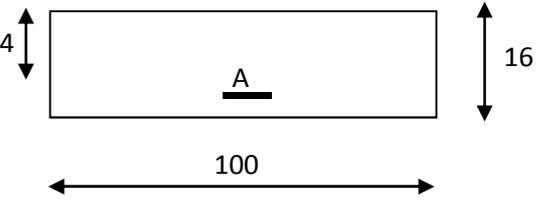
} \Rightarrow Les armatures calculées en ELU sont maintenues

- ✓ En appuis :

- ELU : $M_{ax}^u = -5.553 \text{ kn.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{5553}{12.47 \times 100 \times (14,4)^2} = 0,021$$



$$\mu = 0,019 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$100\sigma_s = 10 > 100\sigma_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,026$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,990$$

Détermination des armatures:

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{5553}{348 \times 0,990 \times 14,4} = 1,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Fig III-24 : Section de calcul en appuis

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

4T10/ml \longrightarrow $A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T10 \longrightarrow $e = 25 \text{ cm}$).

✓ ELS : $M_{ax}^s = -4.538 \text{ kn.m}$

▪ Flexion simple

▪ Section rectangulaire sans A'

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 13,2 \text{ MPa}$$

Acier FeE400

$$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^s} = \frac{5553}{4538} = 1,22$$

Avec :

$$\frac{1,22 - 1}{2} + \frac{22}{100} = 0,33 > \alpha = 0,026$$

Conclusion :

▪ $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 13,2 \text{ MPa}$

▪ Fissuration peu nuisible

\Rightarrow Les armatures calculées en ELU sont

(Aucune vérification pour σ_s)

Sens Y-Y :

En travée :

✓ ELU : $M_{ty}^u = 8.25 \text{ kn.m}$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{8251}{12.47 \times 100 \times (14.4)^2} = 0.032$$

$$\mu = 0,032 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000 \epsilon_s = 10 > 1000 \epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPa$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,04$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,98$$

- Détermination des armatures :

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{8251}{348 \times 0,980 \times 14,4} = 1,68 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 1,68 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Espacement maximal des armatures :

$$L'écarterment des armatures : \delta \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Choix des armatures :

$$4T10/\text{ml} \longrightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(T10 \longrightarrow e = 33 \text{ cm}).$$

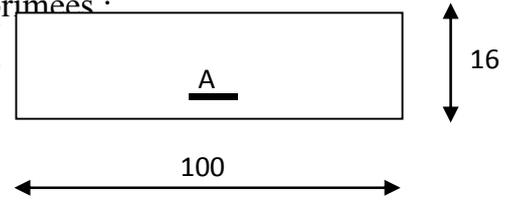


Fig III-24 : Section de calcul entravée

➤ ELS : $M_{ty}^s = 7.578 \text{ kn.m}$

- flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{e28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{e28} = 13,2 \text{ MPa} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} ?$$

$$\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^s} = \frac{8251}{7578} = 1,1$$

Avec :

$$\frac{1,1 - 1}{2} + \frac{22}{100} = 0,27 > \alpha = 0,04$$

Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 13,2 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
- } \Rightarrow Les armatures calculées en ELU sont maintenues

(Aucune vérification pour σ_s)

❖ Conclusion générale :

Pour le ferrailage de la dalle pleine, on prendre le cas le plus défavorable c'est-à-dire le ferrailage (A_x) au sens X-X (sens longitudinal du bâtiment) et le ferrailage (A_y) au sens Y-Y (sens transversal du bâtiment) :

➤ **Sens X-X :**

✓ En travée :

$$4T10/ml \longrightarrow A_{tx} = 3.14cm^2/ml$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25cm).$$

✓ En appuis :

$$-4T10/ml \longrightarrow A_{ax} = 3.14cm^2/ml$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25cm).$$

➤ **Sens Y-Y :**

✓ En travée :

$$4T10/ml \longrightarrow A_{ty} = 3.14cm^2/ml$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25cm).$$

✓ En appuis :

$$-4T10/ml \longrightarrow A_{ay} = 3.14cm^2/ml$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25cm).$$

▪ Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

τ_u : contrainte tangente;

$\bar{\tau}_u$: contrainte tangente admissible ;

T_u^{\max} : Effort tranchant max.

$$T_u^{\max} = 1869.3 daN$$

$$\tau_u = \frac{18693}{1000 \times 144} = 0.129 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.05x f_{c28} = 1.1 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

} ⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-7) Ferrailage de l'Escalier

Combinaisons fondamentales

ELU :

Soient q_1 les charges de la paillasse

$$Q_1 = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 7.50 + 2.5 \times 1.5 = 13.875 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$Q_1 = G + Q = 7.50 + 2.5 = 10 \text{ KN/m}^2$$

	Paillasse
Q_u (KN/m)	13.875

Q_{ser} (KN/m)	10
------------------	----

Afin de déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants max, on a utilisé le logiciel RDM6

Les valeurs des sollicitations maximales sont regroupées dans les tableaux ci-dessous

- ✓ Etage-courant
- ✓

Tableau III -6 : Sollicitations du 1^{er} et 3^{ème} Volet

ELU		ELS	
M_t (KN.m)	7.356	M_t (KN.m)	5.302
M_a (KN.m)	-1.839	M_a (KN.m)	-1.325
T(KN)	26.62	T(KN)	19.19

Tableau III-7 : Sollicitation du 2^{ème} Volet

ELU		ELS	
M_t (KN.m)	-17.10	M_t (KN.m)	12.32
T(KN)	21.78	T(KN)	15.70

III-7-1) 1^{er} et 3^{ème} Volet

III-7-2) ELU

- En travée

$$M_t = 7.356 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{7356}{12.47 \cdot 100 \cdot 10.8^2} = 0.050 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{pas besoin d'armatures comprimées}$$

Calcul de A_s

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \text{ avec } \beta = 1 - 0.4 \cdot \alpha$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.050}) = 0.064 \text{ et } \beta = 0.97$$

$$A_s = \frac{7356}{348 \cdot 0.97 \cdot 10.8} = 2.02 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 100 \cdot 10.8 \cdot \frac{1.92}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{s \text{ cal}} ; A_{min}) = \max (2.02 ; 1.19) = 2.02 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.02}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Chois des armatures

$$A_s : 5 \text{ T10} \rightarrow A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$A_r : 4 \text{ T8} \rightarrow A_r = 2.01 \text{ cm}^2$$

Espacement

$$e = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq (4h ; 45 \text{ cm}) = (48 ; 45) \quad \text{vérifiée}$$

➤ En appui

$$M_a = -1.836 \text{ KN.m}$$

Le moment étant négatif, alors le ferrailage se fera dans la partie inférieure

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{1836}{12.47 * 100 * 10.8^2} = 0.012 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas besoin d'armatures comprimées } A'$$

Calcul de A_s

$$A_s = \frac{M_a}{\sigma_s * \beta * d} \quad \text{avec } \beta = 1 - 0.4 * \alpha$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.012}) = 0.015 \text{ et } \beta = 0.99$$

$$A_s = \frac{1836}{348 * 0.99 * 10.8} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 100 * 10.8 * \frac{1.92}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{s \text{ cal}} ; A_{\min}) = \max(0.5 ; 1.19) = 1.19 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1.19}{4} = 0.3 \text{ cm}^2$$

Chois des armatures

$$A_s : 5 \text{ T10} \rightarrow A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$A_r : 4 \text{ T8} \rightarrow A_r = 2.01 \text{ cm}^2$$

III-7-3) Ferrailage à l'ELS :

III-7-3-a) Contrainte dans le béton :

- ✓ L'escalier étant protégé contre les intempéries, alors la fissuration est peu nuisible cv
- ✓ Fe400 cv
- ✓ Section rectangulaire cnv
- ✓ Flexion simple cv

III-7-3-b) Méthode de calcul

➤ En Travées

$$Y1 \text{ se calcul } \frac{b * y^2}{2} - \rho * A * (d - y) = 0 \quad \text{alors on a : } 50y^2 + 50.85y - 549.18 = 0$$

$$D = \frac{15A}{b} = 0.5 ; E = 2 * D * d = 2 * 0.5 * 10.8 = 10.8 ; y1 = -D +$$

$$\sqrt{D^2 + E} = 2.82$$

$$a1 = \frac{y1}{d} = 0.26 ; \quad \beta1 = 1 - \frac{a1}{3} = 0.91 ; \quad k1 = \frac{15(1-a1)}{a1} = 42.69$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A * \beta1 * d} = 220.78 \text{ Mpa} < \sigma_{sadm} = 400 \text{ Mpa} \text{ fissuration peu nuisible CV}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{220.78}{42.69} = 5.17 \text{ Mpa} < \sigma_{badm} = 0.6 * f_{c28} = 13.2 \text{ Mpa CV}$$

- Conclusion = les armatures calculées à l'ELU seront maintenues

➤ En Appui

$$Y_1 \text{ se calcul } \frac{b*y^2}{2} - \rho * A * (d-y) = 0 \text{ alors on a : } 50y^2 + 50.85y - 549.18 = 0$$

$$D = \frac{15A}{b} = 0.354 ; \quad E = 2 * D * d = 2 * 0.354 * 10.8 = 7.65$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 2.43$$

$$a_1 = \frac{y_1}{d} = 0.23 ; \quad \beta_1 = 1 - \frac{a_1}{3} = 0.92 ; \quad k_1 = \frac{15(1-a_1)}{a_1} = 50.22$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A * \beta_1 * d} = 78.29 \text{ Mpa} < \sigma_{sadm} = 400 \text{ Mpa Fissuration peu nuisible CV}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{78.29}{50.22} = 1.55 \text{ Mpa} < \sigma_{badm} = 0.6 * f_{c28} = 13.2 \text{ Mpa CV}$$

- Conclusion = les armatures calculées à l'ELU seront maintenues

Vérification aux cisaillements

$$T_{\max} = 26.62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b*d} = \frac{26.62}{100*10.8} * 10 = 0.246 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{limite}} = \min\left(\frac{0.2 * f_{c28}}{y_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.2 * 22}{1.5} = 2.9 ; 5 \text{ MPa}\right) = 2.9 \text{ MPa}$$

$$\text{On a donc } \tau_u = 0.22 \text{ MPa} < \tau_{\text{limite}} = 2.9 \text{ MPa}$$

Conclusion : il y a résistance au cisaillement car $\tau_u < \tau_{\text{limite}}$

III-7-4) 2^{ème} VOLET

ELU

$$M = 17.10 \text{ kn.m}$$

$$\mu = \frac{Mt}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{17100}{12.47 * 100 * 10.8^2} = 0.118 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{pas besoin d'armatures comprimées A'}$$

Calcul de A_s

$$A_s = \frac{Mt}{\sigma_s * \beta * d} \text{ avec } \beta = 1 - 0.4 * \alpha$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.118}) = 0.157 \text{ et } \beta = 0.94$$

$$A_s = \frac{17100}{348 * 0.94 * 10.8} = 4.84 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 100 * 10.8 * \frac{1.92}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{s \text{ cal}} ; A_{\min}) = \max(4.84 ; 1.19) = 4.84 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.84}{4} = 1.21 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$A_s : 3 \text{ T12} + 2 \text{ T10} \rightarrow A_s = 4.96 \text{ cm}^2$$

$$A_r : 5 \text{ T8} \rightarrow A_r = 2.01 \text{ cm}^2$$

Espacement

$$e = 100/5 = 20 \text{ cm} \leq (4h ; 45 \text{ cm}) = (48 ; 45) \text{ vérifiée}$$

- Ferrailage à l'ELS :
- Contrainte dans le béton :
- ✓ L'escalier étant protégé contre les intempéries, alors la fissuration est peu nuisible cv
- ✓ Fe400 cv
- ✓ Section rectangulaire cnv
- ✓ Flexion simple cv

III-7-4-a) Méthode de calcul

$$Y1 \text{ se calcul } \frac{b \cdot y^2}{2} - \rho \cdot A \cdot (d - y) = 0$$

$$D = \frac{15A}{b} = 0.74 \quad E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \cdot 0.74 \cdot 10.8 = 15.98$$

$$y1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 3.32$$

$$a1 = \frac{y1}{d} = 0.31 ; \quad \beta1 = 1 - \frac{a1}{3} = 0.89 ; \quad k1 = \frac{15(1-a1)}{a1} = 33.39$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A \cdot \beta1 \cdot d} = 358.67 \text{ Mpa} < \sigma_{sadm} = 400 \text{ Mpa} \text{ fissuration peu nuisible CV}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k1} = \frac{358.67}{33.39} = 10.74 \text{ Mpa} < \sigma_{badm} = 0.6 \cdot f_{c28} = 13.2 \text{ Mpa CV}$$

- Conclusion = les armatures calculées à l'ELU seront maintenues

Vérification aux cisaillements

$$T_{\max} = 21.78 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{21.78}{100 \cdot 10.8} \cdot 10 = 0.20 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{limite}} = \min \left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0.2 \cdot 22}{1.5} = 2.9 ; 5 \text{ MPa} \right) = 2.9 \text{ MPa}$$

On a donc $\tau_u = 0.20 \text{ MPa} < \tau_{\text{limite}} = 2.9 \text{ MPa}$

- **Conclusion** : il y a résistance au cisaillement car $\tau_u < \tau_{\text{limit}}$

IV) **CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE**

IV-1) **Introduction :**

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la plus importante prévention est la construction parasismique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

- Considérations de base :
 - ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
 - ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
 - ✓ Les planchers doivent être infiniment rigides dans leurs plans (planchers indéformables horizontalement).

Méthode de calcul : Selon l'article 4.1.1 de RPA99, les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- ✓ méthode statique équivalente ;
- ✓ méthode dynamique modale spectrale.

Méthode statique équivalente :

C'est une analyse statique d'une structure sous l'effet d'un système de forces statiques fictives, dont les effets sont considéré équivalents à ceux de l'action sismique.

IV-2) **Objectif de l'étude dynamique :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV-3) **Modélisation de la structure étudiée :**

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud. Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds. Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être

Automatiquement introduit. Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

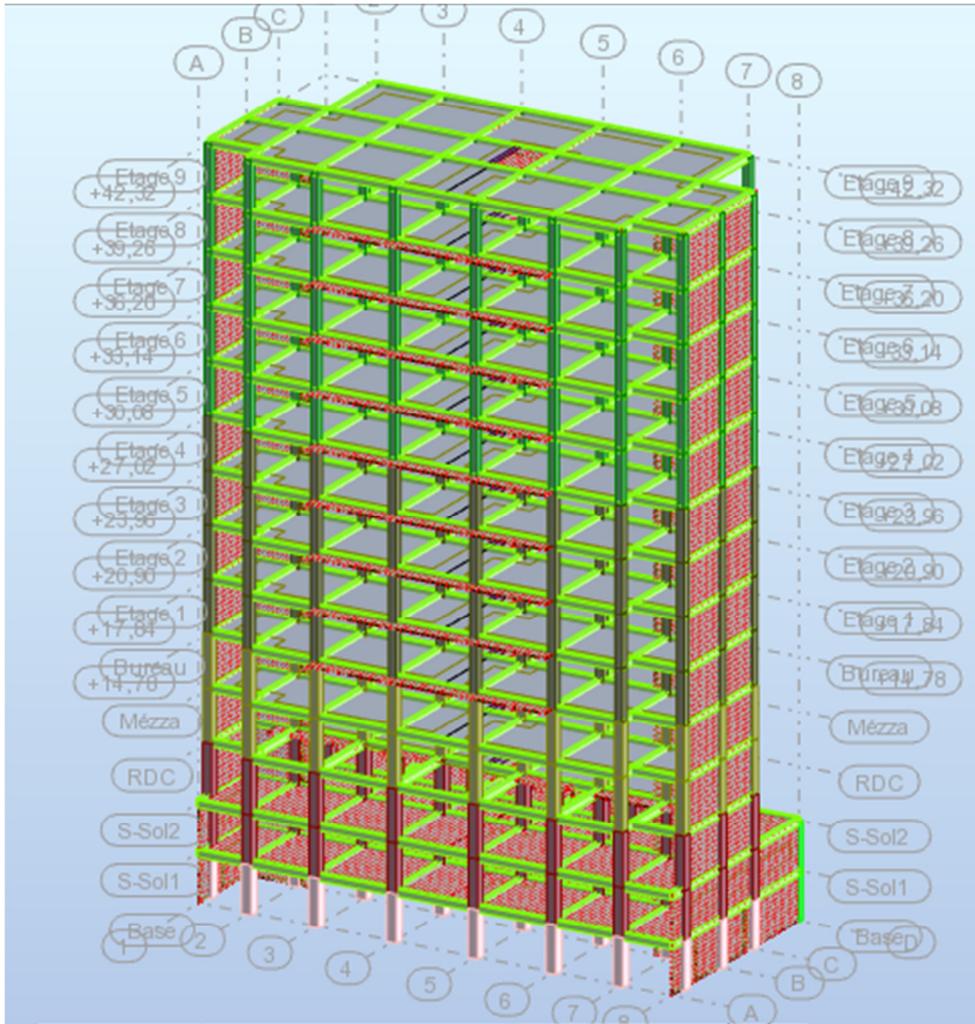


Figure IV -1 : Modèle 3D de la structure

✓ Conditions d'application :

- Le bâtiment doit satisfaire aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m dans la zone II_a.
- bâtiment présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncée en (1), la condition complémentaire suivante :
- Groupe d'usage 2, Si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m dans la zone (II.a).

IV-4) Vérification des Conditions d'application :

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, puisque notre bâtiment ne vérifie pas toutes les conditions de l'article 4.1.2 ; d'où la méthode utilisable c'est la méthode d'analyse modale spectrale. [RPA99/4.1.3]

Calcul de la force sismique :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

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

Avec :

- ✓ A : coefficient de la zone (tableau 4 -1 de RPA 99) ;
- ✓ D : facteur d'amplification dynamique
- ✓ Q : facteur de qualité (tableau 4 -4 de RPA 99) ;
- ✓ R : coefficient de comportement (tableau 4 -3 de RPA 99) ;
- ✓ W : poids totale de la structure.

Résultante de la force sismique : La force sismique totale sera distribuée horizontalement et verticalement sur les différents éléments de la structure.

A la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente.

(Article 4-3-6 (RPA 99).

IV-5) Calcul par la méthode statique équivalente :

Coefficient d'accélération de la zone (A) : (Tableau 4.1 de RPA99/V2003)

On a $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2 (ouvrage courant d'importance moyenne)} \end{array} \right.$

Donc : $A=0,15$

IV-5-1) Coefficient de comportement global de la structure (R) :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 du R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre cas on a utilisé un système de Portiques contreventés par des voiles $R=3.5$.

IV-5-2) Facteur de Qualité (Q) :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Tableau IV-1 : Valeurs des pénalités P_q (Tab.4.4 du RPA99 V2003)

Critère (q)	P_{qx}	P_{qy}
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10

Donc, $Q_x=Q_y=1.3$

✓ Pourcentage d'amortissement critique ξ :

$\xi = 7\%$ pour Portiques en béton armé avec un remplissage dense

✓ Facteur de correction d'amortissement (η) :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{\xi + 2}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{7 + 2}} = 0.88 > 0.7$$

✓ Période fondamentale de la structure :

Selon le RPA99, la formule de la période fondamentale est :

T : la valeur de la période fondamentale de la structure ; [RPA99/4.2.4]

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T h_n^{3/4} \\ \frac{0.09 * h_n}{\sqrt{D}} \end{array} \right.$$

h_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base jusqu'au dernier niveau. $h_n=36.72m$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage ($C_T=0,05$ contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé). [RPA99 V2003/Tableau 4.6 de la page 42]

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

$D_x=28.5m$ $D_y=13.29 m$

- $C_{thn3/4}=0.74s$
- $\frac{0.09Hn}{\sqrt{Dx}}=0.62s$Suivant x-x
- $\frac{0.09Hn}{\sqrt{Dy}}=0.91s$Suivant y-y

$T=0.62$ secondes

Le facteur D :(4-2 du RPA99 V2003,p35)

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

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site donnée par le **tableau 4-7** (RPA 99 version 2003)

$$T_2=0,50 \text{ sec} \rightarrow T_2 \leq T \leq 3 \Rightarrow Dx = Dy = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 1.91$$

IV-5-3) Calcul de poids total de la structure W : (voir tableau VI.3)

D’après le **RPA 99** le poids total de la structure $W = W_G + \beta W_P$

Le coefficient β est donné par le tableau 4 – 5 (RPA 99), On prend $\beta = 0.2$

IV-5-4) Calcul de Vs :

$$V_{sx} = V_{sy} = V_s = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W = \frac{0.15 \cdot 1.91 \cdot 1.3}{3.5} 3320097,66 = 353.306t$$

IV-6) Méthode dynamique :

C’est une analyse dynamique de la structure sous des forces sismiques représentées par un spectre de réponse, par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par forces, ces effets seront par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV-6-1) Condition d’application :

Selon le «RPA99/V2003», 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.

IV-6-2) Présentation du logiciel :

Le « ROBOT » est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures par éléments, il offre :

- ✓ Performances de la technologie d'aujourd'hui ;
- ✓ Capacité de calcul ;
- ✓ Vitesse d'exécution ;
- ✓ Précision ;
- ✓ Analyse statique et dynamique

IV-7) Calcul de centre de masse et le moment massique ;

IV-7-1) Centre de masse :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcon, maçonnerie extérieur).

$$X_i = \frac{\sum m_i \cdot x_i}{\sum m_i} ;$$

$$Y_i = \frac{\sum m_i \cdot y_i}{\sum m_i}$$

- ✓ Le moment massique :

$$M_{zz} = \frac{W_l}{S_l} \times (I_{xx} + I_{yy})$$

Avec :

M_{zz} : moment d'inertie massique ;

W_l : masse de plancher considéré ;

I_{xx} : moment d'inertie du plancher /xx ;

I_{yy} : moment d'inertie du plancher /yy ;

S_l : la section du plancher.

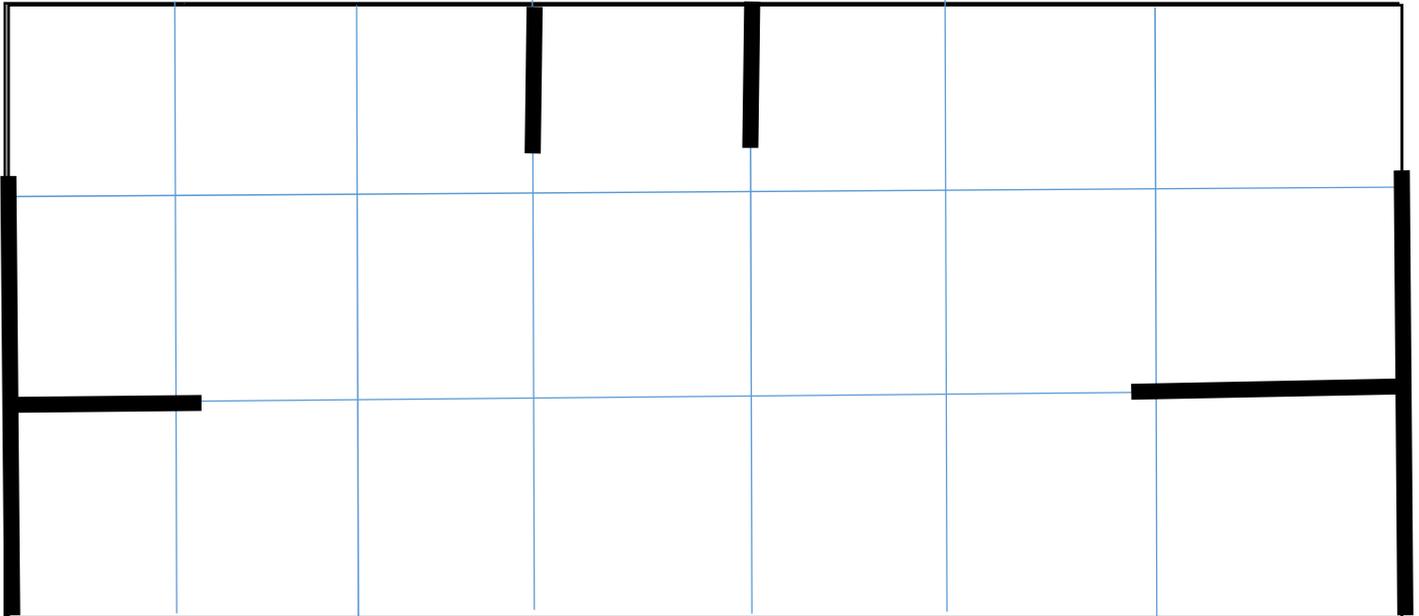


Figure IV-2 : la disposition optimale des voiles de contreventements.

IV-7-1-a) Caractéristique géométrique de la structure(ROBOT).

✓ Centre de gravité :

$$X_G : 14.27\text{m}$$

$$Y_G : 6.55\text{m}$$

✓ Moments d'inertie :

$$I_{xx} : 7061244,15\text{Kgm}^2$$

$$I_{yy} : 27702382,44\text{Kg m}^2$$

IV-8) Méthode d'analyse spectrale modale :

IV-8-1) Spectre de réponse :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA99V2003) :

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

Avec :

- T : Période fondamentale de la structure.
- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associés à la catégorie du site (S3).
- S_a : accélération spectrale.
- g : Accélération de la pesanteur = 9.81 m/s^2 .

IV-8-2) **Interprétation des résultats :**

Après interprétation des résultats du fichier ROBOT, on a obtenu les résultats suivants
 Résultante des forces sismiques de calcul :

D’après le RPA 99 V2003 (article 4.3.6, p54), la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80%de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente

V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si $V_t < 0,80 V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0,8 V_s/V_t$.

Après analyse, on obtient les résultats suivants :

Tableau IV-2 : Résultante des forces sismiques

L’effort tranchant à la base	V statique(KN)		V dynamique(KN)	
	Vx	Vy	Vx	Vy
	3533.06	3533.06	2290,45	2730,78

$Vdx = 220.45 < 0.8 * 353.06 \rightarrow CNV$

$Vdy = 2730.78 < 0.8 * 3533.06 \rightarrow CNV$

❖ Conclusion : Donc on majore Vd par 0.8vs/vd

IV-8-3) **Vérification de la période :**

La valeur de T calculé à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 % (Art.4.2.4.4 du RPA99 V2003, p43). **T dynamique <1,3 T empirique**

- $0,80 \text{ sec} < 1,3 \times 0.62 = 0,81 \text{ sec} \dots\dots\dots C.V$

IV-8-4) **Vérification des déplacements relatifs des étages : [RPA99/4.4.3]**IV-8-4-a) **Déplacement relatif :**

D'après l'article 4.4.3 du **RPA99**, le déplacement horizontal à chaque niveau égal :

- $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$ Avec : δ_k : déplacement horizontal au niveau k.

δ_{ek} : déplacement horizontal dû aux forces sismiques obtenu par ROBOT (Voir annexe). R : coefficient de comportement de la structure.

Le déplacement horizontal relatif est égal : $\Delta k = R \cdot (\delta_{ek} - \delta_{ek-1})$ obtenu par ROBOT

Déplacement relatif admissible (toléré) : **[RPA99/5.10 $\Delta_{radm} = 1\%he$**

Avec : he : hauteur d'étage.

Tableau IV-3 : vérification du déplacement de tous les niveaux(Plancher)

niveau	He (cm)	Δ_k (cm)		Δ_{radm} (cm)	Vérification
		Sens xx	Sens yy		
S sol1	280	00	0 1	2.8	< Δ_{radm}
S Sol2	280	0.1	0.1	2.8	< Δ_{radm}
RDC	306	0.4	0.2	3.06	< Δ_{radm}
Mezz	306	0.6	0.3	3.06	< Δ_{radm}
Bureau	306	0.8	0.4	3.06	< Δ_{radm}
1 ^{er} Etage	306	0.9	0.5	3.06	< Δ_{radm}
2 ^{ème} Etage	306	0.9	0.6	3.06	< Δ_{radm}
3 ^{ème} Etage	306	0.9	0.6	3.06	< Δ_{radm}
4 ^{ème} Etage	306	0.9	0.6	3.06	< Δ_{radm}
5 ^{ème} Etage	306	0.9	0.6	3.06	< Δ_{radm}
6 ^{ème} Etage	306	0.8	0.6	3.06	< Δ_{radm}
7 ^{ème} Etage	306	0.8	0.6	3.06	< Δ_{radm}
8 ^{ème} Etage	306	0.7	0.6	306	< Δ_{radm}
9 ^{ème} Etage	306	0.7	0.6	3.06	< Δ_{radm}

IV-9) Détermination du coefficient de comportement $R=3.5$

D'après (l'article A.2 de RPA99V2003) le système est constitué uniquement de voile ou de voile et de portique. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% due aux charges verticales. On considère que les sollicitations horizontales sont reprises Uniquement par les voiles

Tableau IV-4 : Coefficient de comportement pour R

Niveau	Effort Réduit(Kn)			Effort Tranchant(Kn)		
	Fz Global	Fz Voiles	Fx Global	Fx Portiques	Fy Global	Fy Portiques
-2,8	31863,53	11115,6	1707,84	118,83	1933,84	94
-5,6	25951,47	9767,28	1465,88	79,05	1736,79	100,71
3,06	20334,09	5556,6	1283,36	938,53	1538,45	587,57
6,12	18411,38	5607,35	1242,45	519,11	1484,49	326,9
9,18	16742,82	5221,52	1199,4	546,27	1430,55	346,66
12,24	14925,75	4951,57	1142,32	528,1	1360,71	338,53
15,3	13178,25	4451,2	1074,66	541,37	1283,16	339,09
18,36	11430,75	3862,98	993,81	536,99	1192,42	335,51
21,42	9683,24	3270,36	904,88	540,58	1084,42	342,32
24,48	7969,2	2833,58	806,86	444,64	961,91	284,24
27,54	6317,4	2259,41	691,36	417,8	831,8	272,22
30,6	4665,6	1633,06	558,23	382,66	689,28	252,21
33,66	3013,8	998,11	418,98	335,12	513,84	219,05
36,72	1363,51	350,94	235,9	348,37	270,84	241,98
Total	185850,79	61879,56	13725,93	6277,42	16312,5	4080,99
Rapport	0,3329529		0,45734023		0,25017563	

Donc le choix de R est satisfaisant, on prend $R= 3.5$ c.à.d. un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

IV-10) Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur

Les forces sismiques de chaque niveau est donnée par la formule (4-11 du

$$\text{RPA99V2003}) : F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

Avec F_t est la force concentrée au sommet de la structure, $F_t = 0.07.T.V$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne

dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes.

Tableau IV-5 : Distribution des forces suivant la hauteur

Etage	Wi(Kg)	Hi(m)	Wi*Hi(Kgm)	Fix (kg)	Fiy(Kg)
S-Sol1	963516,22	2,8	2697845,42	11263,0837	10679,6559
S-Sol2	950484,9	5,6	5322715,44	22221,5065	21070,4324
RDC	381611,52	3,06	1167731,25	4875,09578	4622,56581
Mézza	330497,7	6,12	2022645,92	8444,23114	8006,81997
Bureau	358397,58	9,18	3290089,78	13735,6115	13024,1068
Etage 1	336583,19	12,24	4119778,25	17199,4314	16308,5008
Etage 2	336583,19	15,3	5149722,81	21499,2892	20385,626
Etage 3	336583,19	18,36	6179667,37	25799,1471	24462,7512
Etage 4	336583,19	21,42	7209611,93	30099,0049	28539,8765
Etage 5	317065,05	24,48	7761752,42	32404,1053	30725,5727
Etage 6	317065,05	27,54	8731971,48	36454,6185	34566,2692
Etage 7	317065,05	30,6	9702190,53	40505,1317	38406,9658
Etage 8	317065,05	33,66	10672409,6	44555,6448	42247,6624
Etage 9	288649,84	36,72	10599222,1	44250,0986	41957,9435
		Somme	84627354,3		

IV-11) Distribution des forces Horizontales des forces sismiques

D'après (l'article 4.2.6 du RPA99V2003) L'effort tranchant au niveau de l'étage k :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad (4-12)$$

Dans le cas de structures comportant des planchers rigides dans leur plan, est distribué aux éléments verticaux de contreventement proportionnellement à leurs rigidités relatives.

Tableau IV-6 : Effort Tranchant de chaque plancher

Etage	Fix(kg)	Fiy(Kg)	Vkx(Kg)	Vky(Kg)
S-Sol1	11263,0837	10679,6559	353306	335004,749
S-Sol2	22221,5065	21070,4324	342042,916	324325,093
RDC	4875,09578	4622,56581	319821,41	303254,661
Mézza	8444,23114	8006,81997	314946,314	298632,095
Bureau	13735,6115	13024,1068	306502,083	290625,275
Etage 1	17199,4314	16308,5008	292766,471	277601,168
Etage 2	21499,2892	20385,626	275567,04	261292,667
Etage 3	25799,1471	24462,7512	254067,751	240907,041
Etage 4	30099,0049	28539,8765	228268,604	216444,29
Etage 5	32404,1053	30725,5727	198169,599	187904,414
Etage 6	36454,6185	34566,2692	165765,494	157178,841
Etage 7	40505,1317	38406,9658	129310,875	122612,572
Etage 8	44555,6448	42247,6624	88805,7434	84205,6059
Etage 9	44250,0986	41957,9435	44250,0986	41957,9435
Somme	353306	335004,749	3313590,4	3141946,42

IV-12) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : [RPA99/5.9]

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si

la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$

P_k = poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k . $\sum_{i=k}^n (WG + \beta WQ)$

- V_k : effort tranchant d'étage au niveau k ; $V_k = Ft + \sum_{i=k}^n Fi$ (4-12)
- Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport aux niveaux $k-1$
- h_k : hauteur de l'étage k

- Si $0.10 < \theta_k \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$
- Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV-7 : Vérification de l'effet P- Δ .

Etage	Wi=(Kg)	Pk(Kg)	Hk(cm)	$\Delta kx(cm)$	$\Delta ky(cm)$	θ_x	θ_y
S-Sol1	963516,22	5887750,72	280	0	0,1	0	0,00627683
S-Sol2	950484,9	4924234,5	280	0,1	0,1	0,00514162	0,00542251
RDC	381611,52	3973749,6	306	0,4	0,2	0,0162417	0,00856449
Mézza	330497,7	3592138,08	306	0,6	0,3	0,02236384	0,01179278
Bureau	358397,58	3261640,38	306	0,7	0,4	0,02434329	0,01467038
Etage 1	336583,19	2903242,8	306	0,8	0,5	0,02592571	0,01708876
Etage 2	336583,19	2566659,61	306	0,9	0,6	0,02739442	0,01926065
Etage 3	336583,19	2230076,42	306	0,9	0,6	0,02581614	0,01815098
Etage 4	336583,19	1893493,23	306	0,9	0,6	0,02439713	0,01715329
Etage 5	317065,05	1556910,04	306	0,9	0,6	0,02310721	0,01624637
Etage 6	317065,05	1239844,99	306	0,8	0,6	0,01955428	0,01546689
Etage 7	317065,05	922779,94	306	0,8	0,6	0,01865656	0,01475683
Etage 8	317065,05	605714,89	306	0,7	0,6	0,01560285	0,01410448
Etage 9	288649,84	288649,84	306	0,7	0,6	0,01492223	0,01348922

❖ Remarque : $\theta < 0.10$ dans les deux sens.

Les effets du deuxième ordre peuvent être négligés pour notre cas.

V) CHAPITRE V : ETUDES DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V-1) Introduction

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement entre eux, et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales afin de les transmettre vers la fondation qui, à son tour les transmet au sol. Pour pouvoir ferrailer ces éléments, on a utilisé le logiciel d'analyse des structures (ROBOT), qui permet de déterminer les efforts internes au niveau de chaque section d'élément de la structure pour les différentes combinaisons de calcul.

V-2) Les Poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux ayant pour rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux et voiles.

Les poutres seront calculées en flexion simple en se référant aux règles du CBA 93 et du RPA pour la vérification.

✓ Les combinaisons d'action sont les suivantes :

- La combinaison fondamentale
 $1,35G + 1,5Q \ll ELU \gg$.
- Combinaisons accidentelles RPA 99V2003 :

$$\begin{cases} G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{cases}$$

Pour les combinaisons fondamentale et accidentelle, on prend le moment maximum et on vérifie avec la combinaison ELS.

V-2-1) Prescriptions données par le RPA99/version 2003 dans la page 65-66

V-2-1-a) Armatures longitudinales (Art7.5.2.1 du RPA99 V2003, p65)

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0.5% de toute la section ;
- Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement ;
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone I et IIa et de 50Φ en zone IIb et III ;

V-2-1-b) Armatures transversales (Art7.5.2.2 du RPA99 V2003, p66)

- La quantité des armatures transversales est de : $A_t = 0.003.S$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de « $h/4, 12\phi$ » ;
- En dehors de la zone nodale l'espacement doit être de « $s \leq h/2$ ».

V-2-1-c) Sollicitations des poutres :

Toutes les sollicitations des poutres sont regroupées dans le tableau ci-dessous

V-2-2) Exemple d'étude d'une poutre :

Voici comme exemple de calcul, les poutres du plancher haut du RDC (Ferrailage unique pour chaque plancher)

V-2-2-a) Calcul des armatures longitudinales :

Tableau V-1 : sollicitation d'une poutre du RDC

En Appuis			En Travée		
M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)	M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)
-74.79	-54.17	-88.46	76.77	55.6	65.74

✓ Ferrailage en travée :

Pour le ferrailage en travée c'est la combinaison ultime qui nous donne le cas le plus défavorable avec un moment M_t = 76.77 KN.m

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{76770}{12.47 \cdot 30 \cdot 36^2} = 0.158 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{pas besoin d'armatures comprimées}$$

Calcul de A_s

$$A_s = \frac{Mu}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \text{ avec } \beta = 1 - 0.4 \cdot \alpha$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.158}) = 0.216 \text{ et } \beta = 0.9$$

$$A_s = \frac{76770}{348 \cdot 0.9 \cdot 36} = 6.8 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \implies A_s \geq \max(1.2; 1.19) = 1.2 \text{ cm}^2$$

Donc on prendra A_s = 6.8 cm²

✓ Vérification à l'ELS

- La poutre à étudier étant protégée contre les intempéries, alors la fissuration est donc peu nuisible
- Fe400
- Section rectangulaire
- Flexion simple

Chacune de ces quatre (4) étant vérifiées, alors si :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Alors } \sigma_b \leq \sigma_{adm} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{Mu}{M_{ser}}$$

$$\gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{76.77}{55.6} = 1.38 \quad \text{or } \alpha = 0.216$$

$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{22}{100} = 0.41$$

$$\alpha = 0.216 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.41 \text{ vérifiée alors } \sigma_b \leq \sigma_{adm}$$

Alors il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton et les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

Armatures minimales donnée par le RPA : A_{min} = 0.5%(bxh)

$$A_{min} = 0.5\%(bxh) = 0.005 \cdot (30 \cdot 40) = 6 \text{ cm}^2$$

Conclusion : on remarque que A_{s cal} = 6.8 cm² > A_{s min}(RPA) = 6 cm², alors on adoptera A_{s cal}.

Armatures maximales donnée par le RPA :

- A_{max} = 4%(b*h) = 0.04*(30*40) = 48 cm² (Zone courante)
- A_{max} = 6%(b*h) = 0.06*(30*40) = 72 cm² (Zone de recouvrement)

Choix des armatures :

$$3T14+2T12 \dots\dots A_s = 6.88 \text{ cm}^2$$

✓ Ferrailage en appui

En appui, le ferrailage se fera avec la combinaison accidentelle car c'est lui qui nous donne le cas le défavorable.

$$M_a = -88.46 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{88460}{12.47 \cdot 30 \cdot 36^2} = 0.182 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{pas besoin d'armatures comprimées A}$$

Calcul de A_s

$$A_s = \frac{Mu}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \text{ avec } \beta = 1 - 0.4 \cdot \alpha$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.182}) = 0.253 \text{ et } \beta = 0.9$$

$$A_s = \frac{88460}{348 \cdot 0.9 \cdot 36} = 7.84 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \implies A_s \geq \max(1.2; 1.19) = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.84 \text{ cm}^2 > 1.2 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

✓ Vérification à l'ELS

- La poutre à étudier étant protégée contre les intempéries, alors la fissuration est donc peu nuisible
- Fe400
- Section rectangulaire
- Flexion simple

Chacune de ces quatre (4) étant vérifiées, alors si :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_c 28}{100}$$

$$\text{Alors } \sigma_b \leq \sigma_{adm} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{Mu}{M_{ser}}$$

$$\gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{74.79}{54.17} = 1.38 \quad \text{or } \alpha = 0.253$$

$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{22}{100} = 0.41$$

$$\alpha = 0.253 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_c 28}{100} = 0.41 \text{ vérifiée alors } \sigma_b \leq \sigma_{adm}$$

Alors il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton et les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

$$A_{min} = 0.5\% (b \cdot h) = 0.005 \cdot (30 \cdot 40) = 6 \text{ cm}^2$$

➤ Conclusion : on remarque que $A_{s \text{ cal}} = 7.84 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}}(\text{RPA}) = 6 \text{ cm}^2$, alors on adoptera $A_{s \text{ cal}}$

Choix des armatures :

$$3T14 + 3T12 \dots \dots A_s = 8.04 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_{l \text{ min}}\right) = \min(1.14; 3; 1.4) \rightarrow \Phi_t = \Phi 8$$

Recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I et II_a)

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm, alors on adopte : } L_r = 65 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm, alors on adopte : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

La jonction par recouvrement doit être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales

L'espacement des armatures transversales

$S_t \leq \min(h/4; 12\phi_{lmin}; 30 \text{ cm})$ en zone nodale

$S_t \leq h/2$ en zone courante

ϕ_{lmin} : le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

Section de la poutre	Zone nodale		Zone courante	
	St calculé	St choisi	St calculé	St choisi
30x40	10	10	20	15

Tableau V-2 : Autres types de sollicitation le plus défavorable

Niveau	En Appuis(Kn.m)	En Travée
S Sol1	-102.8	79.11
S Sol2	-113.53	86.06
RDC	-88.46	76.77
Mz	-91.93	89.32
Bureau	-97.18	101.86
1 ^{er} Etage	-101.43	108.90
2 ^{eme}	-107.73	115.05
3 ^{eme} Etage	-110.64	117.72
4 ^{eme} Etage	-108.62	112.02
5 ^{eme} Etage	-105.39	103.34
6 ^{eme} Etage	-101.41	99.32
7 ^{eme} Etage	-95.78	92.99
8 ^{eme} Etage	-90.59	89.19
9 ^{eme} Etage	-76.92	64.51

Tableau V-3 : ferrailage des poutres des différents niveaux :

Etage	Section cm ²	Ferrailages longitudinales						Ferrailages transversales		
		Travée			Appuis			ϕt mm	(St) zone nodale	(St) Zone courante
A _{min} cm ²	A _{cal} C m ²	Choix	A _{min} cm ²	A _{cal} cm ²	Choix					
9°	30 x 40	6	4.9	3T14+3T12	6	5.9	3T14+3T12	8	10	15
8°	30 x 40	6	6.9	3T14+3T12	6	7.1	3T14+3T12	8	10	15
7°	30 x 40	6	7.3	3T14+3T12	6	7.5	3T14+3T12	8	10	15
6°	30 x 40	6	7.8	3T14+3T12	6	8.0	3T14+3T12	8	10	15
5°	30 x 40	6	8.2	3T16+3T14	6	8.3	3T16+3T14	8	10	15
4°	30 x 40	6	8.9	3T16+3T14	6	8.6	3T16+3T14	8	10	15
3°	30 x 40	6	9.5	3T16+3T14	6	8.8	3T16+3T14	8	10	15
2°	30 x 40	6	9.2	3T16+3T14	6	8.6	3T16+3T14	8	10	15
1 ^{er}	30 x 40	6	8.7	3T16+3T14	6	8.0	3T14+3T12	8	10	15

Bureau	30 x 40	6	8.0	3T14+3T12	6	7.6	3T14+3T12	8	10	15
Mz	30 x 40	6	6.9	3T14+3T12	6	7.2	3T14+3T12	8	10	15
RDC	30 x 40	6	6.8	3T14+3T12	6	7.8	3T14+3T12	8	10	15
S-S1	30 x 40	6	6.7	3T14+3T12	6	10.4	3T16+3T14	8	10	15
S-S2	30x40	6	6.1	3T14+3T12	6	9.7	3T16+3T14	10	10	15

V-3) Les poteaux :

Combinaisons spécifiques de calcul(RPA99 V2003,p49) :

Combinaisons fondamentales : « 1^{er} genre »
 $\left\{ \begin{array}{l} 1,35 * G + 1,5 * Q \dots \dots \dots \text{ELU} \\ G + Q \dots \dots \dots \text{ELS} \end{array} \right.$

Combinaisons accidentelles : « 2^{ème} genre » RPA 99
 $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$

V-3-1) Vérification spécifique sous sollicitations normales (coffrage de poteau) :

Avant de calculer le ferrailage il faut d’abord faire la vérification prescrite par le RPA 99, dans le but d’éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d’ensemble dues au séisme, l’effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{Nd}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \text{ (7.2 du RPA99 V2003,p63)}$$

N_d: L’effort normal de calcul s’exerçant sur une section du béton.

B_c: Section de poteau.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Tableau V-4 : sollicitations normales pour les combinaisons sismiques

Poteaux	N _d [KN]	B _c [cm ²]	F _{c28} [MPa]	v ≤ 0.3	Observation
P1	2081.87	60x60	22	0.26	C.V
P2	2051.99	55x55	22	0.3	C.V
P3	1580.28	50x50	22	0.28	C.V
P4	991.85	45x45	22	0,22	C.V
P5	430.43	40X40	22	0.12	C.V

V-3-2) Vérification spécifique sous sollicitations tangentes (Voir Annexe) :

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

$$\tau_u \leq \tau_{bu} \text{ avec}$$

$$\tau_u: \text{ La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique. } \tau_u = \frac{T}{b*d}$$

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad (7.3 \text{ du RPA99,p64}) \text{ Avec : } \begin{cases} \rho d = 0.075 \rightarrow \lambda g \geq 5 \\ \rho d = 0.04 \rightarrow \lambda g < 5 \end{cases}$$

λ_g : l'élancement géométrique du poteau. $\lambda_g = (\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b})$ (Art7.4.2.2 du RPA99, p63)

Avec a et b, les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de calcul considérée, et L_f longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0,7 \times l_0 \quad L_f (S \text{ sol}) = 1.96 \text{ m} \quad L_f (\text{ étage}) = 2.142 \text{ m}$$

Conclusion : d'après les tableaux dans l'annexe on constate qu'il n'y a pas de risque de cisaillement car au niveau de chaque étage on a l'inégalité suivante : $\tau_u \leq \tau_{bu}$

V-3-3) Calcul du ferrailage longitudinal (Art7.4.2.1 du RPA99 V2003, p61) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimal sera de 0.8 % (zone II_a).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ (zone I et II_a)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser

25 cm (zone I et II_a).

Tableau V-5 : Armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA 99

Etages	Sections (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Zone courante	Zone de recouvrement
			A _{max} (cm ²)	A _{max} (cm ²)
5 ^{ème} au 9 ^{ème}	40x40	12.8	64	96
1 ^{er} au 4 ^{ème}	45x45	16.2	81	121.5
MZ et Bureau	50x50	20	100	150
S Sol2 et RDC	55x55	24.2	121	181.5
S-Sol1	60x60	28.8	144	216

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes : La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

- N_{max} → M correspondant
- N_{min} → M correspondant
- M_{max} → N correspondant

Tableau V-6 : Sollicitations les plus défavorables

Etages	ELU		ACCIDENTELLE			
	N _{max} → M _{corr}		N _{min} → M _{corr}		M _{max} → N _{corr}	
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)
P1	1760.64	55.46	-707.87	19.68	42.15	2061.87
P2	1537.60	103.66	-1250.96	157.36	165.27	2051.99

P3	1179.39	40.55	-942.30	45.64	86.81	1580.28
P4	996.07	31.26	-574.26	30.23	99.37	991.85
P5	506.09	51.19	-172.12	23.59	90.82	430.43
P6	54.99	4.55	-127.18	12.26	12.26	202.30

Calcul du ferrailage

Pour le ferrailage des poteaux, un seul type sera calculé manuellement (celui du RDC de section 55x55) et les autres types seront calculés par le logiciel Robot.

Armatures longitudinales

Données :

$b = 55 \text{ cm}$; $h = 55 \text{ cm}$; $d = 49.50 \text{ cm}$.

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1$.

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{\max} = 1537.60 \text{ KN}$ → $M_{\text{cor}} = 103.66 \text{ KN.m}$
- $M_{\max} = 165.27 \text{ KN.m}$ → $N_{\text{cor}} = 2051.99 \text{ KN}$
- $N_{\min} = -1250.96 \text{ KN}$ → $M_{\text{cor}} = 157.36 \text{ KN.m}$

Calcul sous N_{\max} et M_{cor}

$N = 1537.60 \text{ KN}$ $M = 103.66 \text{ KN.m}$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{103.66}{1537.60} = 6.7 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = \frac{55}{2} - 5.5 = 27.5 - 5.5 = 22 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieure des armatures.

Soient :
$$\begin{cases} A = Nu(d - d') - M_1 \\ B = (0.337h - 0.81d')\sigma_b * b * h \end{cases}$$

Calcul du moment par rapport aux armatures tendues : M_1

$$M_1 = Nu (e_0 + (h/2 - d')) = 1537.60(6.7 + (55/2 - 5.5)) = 441.291 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} A = 1537.60(0.495 - 0.055) - 441.291 = 235.253 \text{ KN.m} \\ B = (0.337 * 55 - 0.81 * 5.5) * 12.47 * 55^2 = 531.122 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$A = 235.253 \text{ KN.m} < B = 531.122 \text{ KN.m}$, alors la section est partiellement comprimée et le calcul de la section se fera en flexion simple avec le moment max

$M_1 = 441.291 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{441291}{12.47 * 55 * 49.5^2} = 0.263 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{pas besoin d'armatures comprimées}$$

Calcul de A_1

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s * \beta * d} \text{ avec } \beta = 1 - 0.4 * \alpha$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.263}) = 0.39 \text{ et } \beta = 0.84$$

$$A_1 = \frac{441291}{348 * 0.84 * 49.5} = 30.49 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s} = 30.49 - \frac{1537.60}{348} * 10 = -13.69 \text{ cm}^2$$

Calcul sous N_{\min} et M_{cor}

$N = -1250.96 \text{ KN}$

$M = 157.36 \text{ KN.m}$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{157.36}{1250.96} = 12.5 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = \frac{55}{2} - 5.5 = 27.5 - 5.5 = 22 \text{ cm}$$

le centre de pression se trouve à l'intérieure des armatures, donc la section est entièrement tendue

$$A_1 = \frac{N(\frac{h}{2} - \delta'd + e_0)}{\sigma_1(d - \delta'd)} = \frac{1250960(27.5 - 5.5 + 12.5)}{100 * 187(49.5 - 5.5)} = 52.45 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N}{100 * \sigma_{10}} - A_1 = \frac{1250960}{100 * 187} - 52.45 = 14.45 \text{ cm}^2$$

Calcul sous M_{\max} et N_{cor}

$$N = 2051.99 \text{ KN}$$

$$M = 165.27 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{16527}{2051.99} = 8.05 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = \frac{55}{2} - 5.5 = 27.5 - 5.5 = 22 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieure des armatures.

$$\text{Soient : } \begin{cases} A = Nu(d - d') - M_1 \\ B = (0.337h - 0.81d')\sigma_b * b * h \end{cases}$$

Calcul du moment par rapport aux armatures tendues : M_1

$$M_1 = Nu(e_0 + (h/2 - d')) = 2051.99(8.05 + (55/2 - 5.5)) = 616.62 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} A = 2051.99(0.495 - 0.055) - 616.62 = 286.216 \text{ KN.m} \\ B = (0.337 * 55 - 0.81 * 5.5) * 12.47 * 55^2 = 531.122 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$A = 286.216 \text{ KN.m} < B = 531.122 \text{ KN.m}$, alors la section est partiellement comprimée et le calcul de la section se fera en flexion simple avec le moment $M_1 = 616.62 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{616620}{12.47 * 55 * 49.5^2} = 0.366 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{pas besoin d'armatures comprimées}$$

Calcul de A_1

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s * \beta * d} \text{ avec } \beta = 1 - 0.4 * \alpha$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.366}) = 0.6 \text{ et } \beta = 0.76$$

$$A_1 = \frac{616620}{348 * 0.76 * 49.5} = 47.09 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s} = 47.09 - \frac{2051.99}{348} * 10 = -11.86 \text{ cm}^2$$

➤ Conclusion : Finalement l'armature adopte est $A_s = 24.2 \text{ cm}^2$

➤

Tableau V-7 : L'ensemble des résultats de ferrailage des autres types

Etages	Sections (cm ²)	A (cm ²)	Choix
P1	60*60	36.69	4T20+12T16
P2	55*55	28.65	4T20+8T16
P3	50*50	20.36	4T16+8T14
P4	45*45	20.36	4T16+8T14
P5	40*40	18.50	12T14
P6	30*30	13.60	12T12

Calcul du ferrailage transversal :(RPA2003)

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

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

- 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 : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi l \text{ min} \right) \dots \text{reference} \dots$$

Avec Φl : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Espacement des armatures transversales :

$t \leq \min(10\Phi l, 15 \text{ cm})$ en zone nodale (zone II_a).

$t' \leq 15\Phi l$ en zone courante.

$$\text{Donc : } \begin{cases} t \leq \min(12\text{cm}; 15\text{cm}) \\ t' \leq 18 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} t = 10 \text{ cm} \\ t' = 15\text{cm} \end{cases}$$

La longueur de la zone nodale est donnée par : $h' = \max \left(\frac{he}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$ (Art 7.4.2.1 du RPA99 V2003 page 49)

Niveau	RDC	Etage-courant
h'(cm)	60	60

Tableau V-8 : Les résultats du ferrailage transversal

Etages	h ₁	Vu (KN)	λ _g	ρ _a	f _e (MPa)	t(cm)	t'(cm)	At(cm ²)
S Sol1	60	31.9	3.26	3.75	235	10	15	0.85
S sol2	55	100.91	3.56	3.75	235	10	15	2.92
RDC	55	27.15	3.89	3.75	235	10	15	0.79
Mz	50	139.57	4.28	3.75	235	10	15	4.45
Bureau	50	121.95	4.28	3.75	235	10	15	3.89
1 ^{er}	45	100.93	4.76	3.75	235	10	15	3.58
2 ^e	45	87.27	4.76	3.75	235	10	15	3.09
3 ^e	45	77.01	4.76	3.75	235	10	15	2.73
4 ^e	45	68.76	4.76	3.75	235	10	15	2.44
5 ^e	40	59.18	5.35	2.5	235	10	15	1.57
6 ^e	40	48.42	5.35	2.5	235	10	15	1.29
7 ^e	40	39.88	5.35	2.5	235	10	15	1.06
8 ^e	40	34.78	5.35	2.5	235	10	15	0.93
9 ^e	40	12.06	5.35	2.5	235	10	15	0.32

V-4) Les voiles :

V-4-1) Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces Horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi qu'à l'action des sollicitations dues aux séismes.

V-4-2) Conception :

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION). Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)

L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

✓ Quelques conditions imposées par le RPA99/version 2003 :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le R.P.A.99V2003 :

- Pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales
 - { Globalement dans la section du voile 0.15%
 - { En zone courante 0.10%
- Les deux(2) nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre(4) épingles au mètre carré. dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- L'espacement des barres horizontales et verticales : $S \leq \min(1,5*a ; 30 \text{ cm})$
- Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

{40Φ: pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est p

{20Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combin

- Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, à la flexion composée sous un effort normal de compression (N) et un moment de flexion (M), tirés à partir des fichiers résultats du logiciel Robot, sous les combinaisons de calcul suivantes :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \dots \dots ELU \\ G + Q \dots \dots \dots ELS \\ G + Q \pm 1.2E \dots \dots ACC \end{cases}$$

✓ La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes établit dans la formule suivante :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M*V}{I} \quad \text{Avec:}$$

N : effort normal appliqué,

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile,

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

Pour le calcul, trois (3) cas peuvent se présenter à savoir :

- 1^{er} cas :

Si (σ_1 et σ_2) > 0 : la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ". La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003) $A_{min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$

- 2^{eme} cas :

Si (σ_1 et σ_2) < 0 : la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée «On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

$$\begin{cases} \text{si } A_v < A_{min} = 0.15\% \cdot a \cdot L, \text{ on ferraille avec } A_{min} \\ \text{si } A_v > A_{min}, \text{ on ferraille avec } A_v. \end{cases}$$

- 3^{eme} cas :

Si (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

- Armatures verticales :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

- Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur,

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Globalement dans la section du voile } 0.15\% \\ \text{En zone courante } 0.10\% \end{array} \right.$$

- Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingle de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

Tableau V-9 : Les sollicitations sur le voile V8

$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$	
N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)
680.34	26.72	1460.38	577.25	616.26	-452.83

Ferrailage des voiles :

- 1^{er} cas : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} = 680.34 \text{ KN} \\ M_{\text{corr}} = -26.72 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul des contraintes : σ_1 et σ_2

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \cdot V}{I} \rightarrow \frac{680.34}{0.5} \pm \frac{26.72 \cdot 1.675}{0.47} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 1455.9 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 1265.45 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

(σ_1 et σ_2) > 0 : la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue "

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L = 0,15\% \cdot 15 \cdot 335 = 7.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}$$

- 2^e cas : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{min} = 1460.38KN \\ M_{ccor} = 577.25 KN.m \end{array} \right.$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \cdot V}{I} \rightarrow \frac{1460.38}{0.5} \pm \frac{577.25 \cdot 1.675}{0.47} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 4977.9 KN/m^2 \\ \sigma_2 = 863.5KN/m^2 \end{array} \right.$$

(σ_1 et σ_2) > 0 : la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue
La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{min} = 0,15\% \cdot a \cdot L = 0,15\% \cdot 15 \cdot 335 = 7.54cm^2$$

$$A_{min} = 1.13cm^2/ml/face$$

- 3^e cas : $M_{max} \rightarrow N_{corr}$
 $M = -616.26 KN.m$
 $N = 452.83 KN$

Puisque N est un effort de traction, alors on vérifie si la section est entièrement ou partiellement tendue.

Calcul de e_0 :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{616.26}{452.83} = 1.36 m < h/2 - c = 1.625 m \rightarrow \text{section entièrement tendue (SET)}$$

$$A_{s\ tot} = A'_s + A_s = A_s = \frac{N}{f_e} = \frac{452.830}{400} \cdot 10 = 11.32cm^2 = 5.66 cm^2 /face.$$

- **Conclusion** : en résumé, l'armature calculée au troisième cas sera maintenue :
 $A = 11.32cm^2$ soit $A = 5.66 cm^2/face$ avec un choix de 6T12..... $A = 6.79cm^2/face$

Espacement :

$$\text{En zone courante } S_t \leq \min (1.5 \cdot e ; 30cm) = 22.5 cm \text{ soit } S_t = 20 cm$$

$$\text{Zone d'about : } S_{t\ about} = S_t / 2 = 10 cm$$

L'ensemble des résultats de ferrailage des voiles des différents niveaux sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Tableau V-10 : Voiles parallèles à l'axe XX

Niveau	$A_v(cm^2/ml)$	Choix	$A_H(cm^2/ml)$	Choix	Espacement (cm)	
					Zone d'about	Zone courante
Du RDC au 11 ^e	8.53	10T12	3.80	5T10	10	20

Tableau V-11 : Voiles parallèles à l'axe yy

Niveau	$A_v(cm^2/ml)$	Choix	$A_H(cm^2/ml)$	Choix	Espacement (cm)	
					Zone d'about	Zone courante
Du RDC	5.66	6T12		5T10	10	20

au 11 ^e						
-----------------------	--	--	--	--	--	--

Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Article 7.7.2 du RPA99 V2003).

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4 T_{cal}/b_0d$

Avec :

- T : l'effort tranchant à la base du voile.
- b_0 : épaisseur de voile.
- d : hauteur utile.
- h : hauteur totale de la section brute.

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$.

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

D'après le fichier résultat du Robot, on trouve à la base du voile V_8 un effort tranchant de 24.24 KN

$$\tau_u = 1.4 T_{cal}/b_0d = 1.4 * \frac{9.696}{0.15 * 3.015} = 30.015 \text{ KN/m}^2 = 0.030 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.2f_{c28} = 0.20 * 22 = 4.4 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.03 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 4.4 \text{ MPa} \rightarrow$ le voile résiste à l'effort tranchant.

VI) CHAPITRE 6 : LES FONDATIONS

VI-1) Etude des voiles périphériques

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées. Il ne fait pas partie du système de contreventement.

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1 % dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité.

VI-1-1) Caractéristiques du Sol :

Le poids spécifique $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.

L'angle de frottement $\varphi = 35^\circ$.

La cohésion $c = 0 \text{ KN/m}^2$

VI-1-2) Panneau le plus sollicité du Voile périphérique :

La hauteur $h = 5.6 \text{ m}$.

La longueur $L = 4.99 \text{ m}$

L'épaisseur $e = e_{\min \text{ R.P.A}} = 15 \text{ cm}$.

VI-1-3) Evaluation des Charges et Surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

- La poussée des terres :

$$E_g = K_p \gamma h = 0.270 * 18 * 5.6 = 27.216 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Avec } K_p = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.270$$

- Surcharge accidentelle

$$q = 5 \text{ KN/m}^2 \text{ due à la possibilité de concentration des personnes au-dessus du voile}$$

$$= q * \tan^2 \left(\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right) = 1.35 \text{ KN/ml.}$$

VI-1-4) Ferrailage du Voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis, uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

VI-1-4-a) A l'ELU :

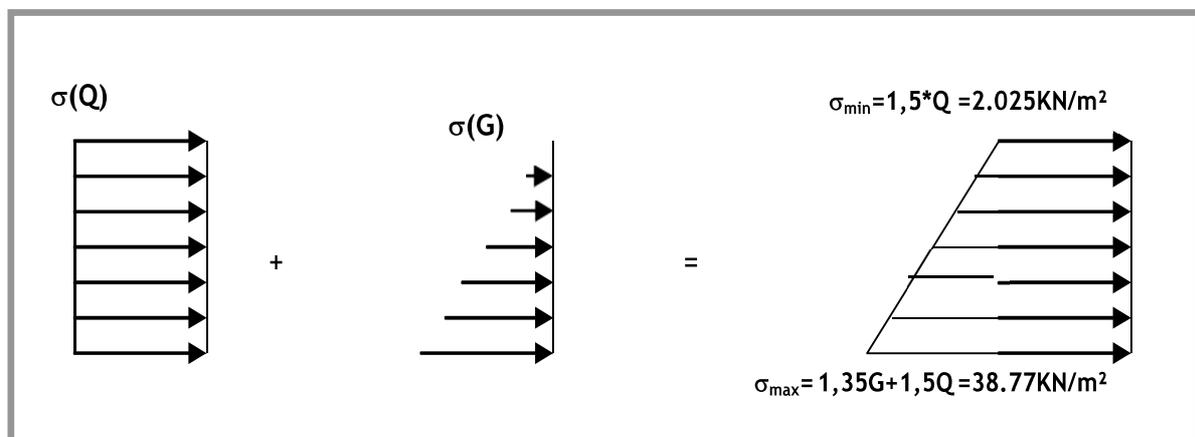


Figure VI-1 : Répartition des contraintes sur le voile

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \cdot 38.77 + 2.025}{4} = 29.584 \text{Kn/m}^2$$

$$Qu = \sigma_{moy} * 1ml = 29.584 \text{Kn/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$Lx=4.99\text{m}$ et $Ly=Hv=5.6\text{m}$ donc $\alpha = \frac{Lx}{Ly} = 0.89 > 0.4 \rightarrow$ la dalle est porte dans les 2 sens

- $Mox = \mu_x * Lx^2 * Qu = 0.0466 * 4.99^2 * 29.584 = 34.328 \text{Kn/m}^2$
- $Moy = Mox * \mu_y = 34.328 * 0.6883 = 23.628$
- $Mtx = 0.85 * Mox = 29.179 \text{Kn/m}^2$
- $My = 0.85 * Moy = 20.084 \text{Kn/m}^2$
- $Ma = -0.5Mox = -17.164 \text{Kn/m}^2$

Tableau VI-1 : Ferrailage du voile périphérique

Sens		M(kN.m)	μ_{bu}	α	$A_{min}(cm^2)$	A(cm ²)	$A_{adopté}(cm^2)$
Travée	X - X	29.179	0.128	0.17	1.5	5	8T14 = 12.32
	Y - Y	20.084	0.088	0.12	1.5	4.5	8T12 = 9.05
appui		-17.164	0.076	0.09	1.5	3.8	8T12 = 9.05

✓ **Espacement des Armatures**

Armature//Lx : $St=20 \leq \min(2e ; 25\text{cm})=25\text{cm}$, on opte pour $St=12.5\text{cm}$

Armature//Ly : $St=25 \leq \min(3e ; 33\text{cm})=33\text{cm}$, on opte pour $St=12.5\text{cm}$

VI-1-4-b) Vérification de l'effort tranchant a l'ELU

- $Vu = \frac{qu * Lx}{2} * \frac{Ly^4}{Ly^4 + Lx^4} = \frac{29.584 * 4.99 * 5.6^4}{2(4.99^4 + 5.6^4)} = 45.27 \text{Kn}$
- $\tau_u = \frac{Vu}{b * d} = \frac{45.27}{100 * 13.5} = 0.0335 \text{Kn/cm}^2 = 0.335 \text{Mpa}$
- $\tau_l = \frac{0.07}{\gamma b} * fc28 = 1.02 \text{Mpa}$

Conclusion : $\tau_u < \tau_l \rightarrow$ Donc le ferrailage transversal n'est pas nécessaire.

VI-1-4-c) Vérification a l'ELS (v = 0.2)

$$\sigma_{max} = G + Q = 28.566$$

$$\sigma_{min} = Q = 1.35$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 * 28.566 + 1.35}{4} = 21.762 \text{Kn/m}^2 \text{ Méthode des bielles}$$

$$Qs = \sigma_{moy} * 1ml = 21.762 \text{Kn/ml}$$

- $Msx = \mu_x * Lx^2 * Qs = 0.0539 * 4.99^2 * 21.762 = 29.207 \text{Kn/m}^2$
- $Msy = Mox * \mu_y = 29.207 * 0.8360 = 24.417 \text{Kn/m}^2$
- $Mtsx = 0.85 * Mox = 24.826 \text{Kn/m}^2$
- $Mtsy = 0.85 * Moy = 20.754 \text{Kn/m}^2$
- $Ma = -0.5Mox = -14.604 \text{Kn/m}^2$

VI-1-4-d) Vérification des contraintes

➤ contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * fc28 = 13.2$$

➤ Les contraintes dans l'acier

La fissuration peu nuisible $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\left(\frac{2}{3}\right) fe ; 110 \sqrt{\eta * ft28}\right) = 192.793 \text{Mpa}$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} * (d - y)$$

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-2 :
Vérification des contraintes

	Sens	Ms(kN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)
Travée	X - X	24.826	5.45	17371	7.78	13.2	172.57	193
	Y - Y	20.754	4.85	13959	7.2	13.2	192.9	193
Appui		14.604	4.85	13959	5.07	13.2	135.9	193

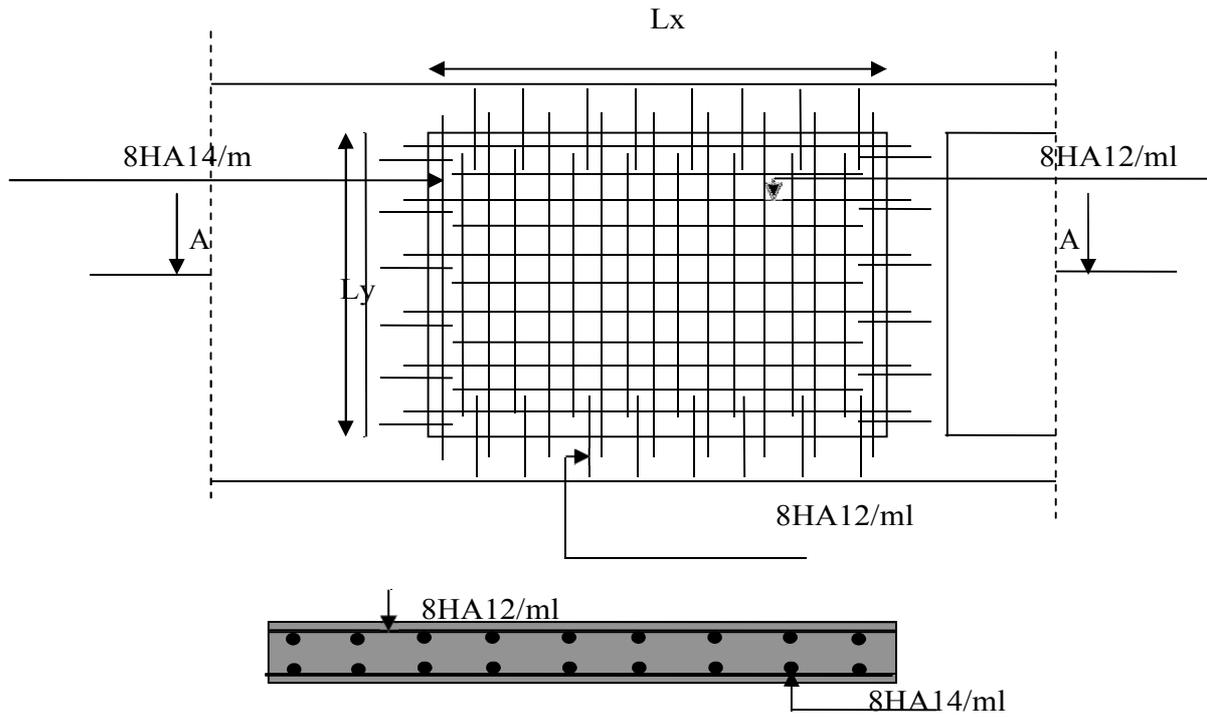


Figure VI-2 : Schéma de ferrailage du voile périphérique

VI-2) Introduction :

La fondation est la partie de l'ouvrage qui est en contact avec le sol auquel elle transmet les charges de la superstructure. C'est donc un élément très important et très particulier de l'ouvrage. En effet, la fondation :

- reçoit toutes les charges de la superstructure ;
- doit pouvoir résister, être rigide (ne pas subir de déformations importantes) et stable sous l'action de ces charges ;
- doit transmettre les charges de façon optimale au sol de manière à ne pas causer des désordres et des déformations importantes et différentielles du sol ;
- subit à son tour les déformations d'origines différentes du sol ;
- doit pouvoir résister, être rigide et stable sous l'action de ces déformations du sol ;
- doit, sous l'action de ces différentes actions (forces et déformations), se comporter de façon à ne pas causer de dégâts importants à la superstructure.

Compte tenu de toutes ces fonctions et particularités, sa conception, son étude technique et sa réalisation nécessitent donc, une attention particulière.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol) ;
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol support ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- Le type de la structure.

VI-3) Choix du type de fondation

Le taux de travail admissible du sol d'assise de notre ouvrage étant égal à 2.1 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Des semelles filantes (semelles sous murs).
- Un radier général.

VI-3-1) Combinaison à considérer :

D'après le RPA 99 v2003 de l'article 10.1.4.1 les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$$

D'après le DTR de l'article 2.33.1

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$$

VI-3-2) Vérification du type de semelle à utiliser :

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition :

$$\frac{N}{S_{\text{semelle}}} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{\text{sol}}} \text{ Avec } \begin{cases} N: \text{effort normal} \\ S: \text{surface des semelles} \\ \sigma_{\text{sol}}: \text{contrainte admissible du sol} \end{cases}$$

$$N = 2439.773 \text{ KN} ; \quad \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2.1 \text{ bars} = 210 \text{ KN/m}^2$$

$$S \geq 11.61 \text{ m}^2 \rightarrow \sum s = 30 * 11.61 = 348.539 \text{ m}^2$$

On a :

$$\text{La surface du bâtiment est : } S_{\text{bât}} = 378.77 \text{ m}^2$$

➤ **Conclusion :**

La surface totale des semelles occupe plus de 50% de l'emprise du bâtiment, en finalité nous étions obligés d'envisager la solution du radier général comme fondation. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la forte pression apportée par la structure
- La réduction des tassements différentiels
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol
- La facilité d'exécution

VI-4) Pré dimensionnement du radier :

VI-4-1) Epaisseur du radier : h_r

La hauteur du radier choisie doit satisfaire les conditions suivantes :

VI-4-1-a) Condition de résistance au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0.07 f_{cj} / \gamma_b$$

Article A.5.1 du CBA93 où :

- V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU.
- b : désigne la largeur (b : 1m)
- γ_b : 1.15 ; d : 0.9 h.

$$V_u = \frac{q_u \times L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

avec :

L_{max} : la plus grande portée de la dalle = 4.99 m.

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{Nu}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{Nu \times L_{\text{max}} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S \times 0.07 f_{cj}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu = 3236.706 \text{ KN} = 3236.706 * 30 = 97.10 * 10^3 \text{ Kn} \\ S = 378.77 \text{ m}^2 \\ L_{\text{max}} = 4.99 \text{ m} \\ \gamma_b = 1,15 \\ f_{cj} = 22.10^{+3} \text{ kn/m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow h_r \geq 53 \text{ cm} \quad (1)$$

VI-4-1-b) Condition forfaitaire :

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$L_{\text{max}}/8 \leq h_r \leq L_{\text{max}}/5. \text{ Avec}$$

L_{max} : distance maximale entre deux voiles successifs est égale = 4.99m.

D'où : $62.38\text{cm} \leq h_r \leq 99.8 \text{ cm}$. (2)

➤ **Conclusion** : d'après les conditions (1) et (2) on adopte : **hr= 85cm**

VI-4-2) Epaisseur de la nervure : h_n

L'épaisseur h_n de la nervure doit satisfaire la condition suivante : $h_n \geq L_{\max} / 10$.

L_{\max} : Distance maximale entre deux files successives « $L_{\max} = 4.99\text{m}$ ».

$h_n \geq 499/10 = 49.9\text{cm}$ donc **hn=55cm**

- La largeur de la nervure est égale **60cm** (section du plus grand poteau)

VI-4-3) Epaisseur de la dalle du radier

L'épaisseur h_n de la nervure doit satisfaire la condition suivante : $h_d \geq L_{\max} / 20$.

L_{\max} : Distance maximale entre deux files successives « $L_{\max} = 4.99\text{m}$ ».

$h_d \geq 499/20 = 24.95\text{cm}$ donc **hd=30cm**.

VI-4-4) Détermination des efforts

- Les actions :
 - ✓ Surcharge d'exploitation $Q = 3477.52 \text{ KN}$
 - ✓ -Cheminement des charges permanentes sur le radier $G = 31863.53 \text{ KN}$
- Les sollicitations :
 - ELU : $N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q$
 $N_u = 48232.05 \text{ KN}$
 - ELS: $N_s = N_G + N_Q$
 $N_s = 35341.05 \text{ KN}$
- ✓ La surface minimale du radier

La surface du radier doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{adm} \succ \frac{N_s}{S}$$

- ✓ A L'ELS :

$$\sigma_{adm} = 2.1 \text{ bars} = 210\text{KN/m}^2$$

A la base du bâtiment :

$$N_s / S = (N_{\text{radier}} + N_{\text{bâtiment}}) / S = (G_{\text{radier}} + Q + G_{\text{bâtiment}}) / S$$

Avec : la surface totale du bâtiment $S_{\text{bât}} = 378.77 \text{ m}^2$;

Calcul du débordement: d

$$d \geq \max (h / 2 ; 30\text{cm}) = 50\text{cm}$$

$$\text{Donc : } S_r = 14.29 \times 29.5 = 421.555 \text{ m}^2$$

$$N_s / S = (G_b + Q_b + 25 \times 0,85 \times 421.555) / S = 116.955 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{adm} = 210\text{KN/m}^2$$

Donc : la condition est vérifiée

VI-4-5) Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non- soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en

vérifiant que : $W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S_r$

Avec :

- W : poids total du bâtiment à la base du radier,
 $W = W_{\text{radier}} + W_{\text{bâtiment}}$, $W = 42159 \text{ KN}$;
- F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement, $F_s = 1,5$;
- γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$) ;
- Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 6.45 \text{ m}$) ;
- S : surface du radier, ($S_r = 421.555 \text{ m}^2$).

$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S_r = 1,50 \times 10 \times 6.45 \times 421.555 = 40785.44 \text{ KN}$$

Donc : $W = 42159 \text{ KN} \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S_r = 40785.44 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

VI-4-6) Vérification de la stabilité

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a l'apparition d'un moment reversant. A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0,8G \pm E$;
- Aux contraintes de compression maximale avec la combinaison $G + Q + E$.

VI-4-6-a) Vérification de soulèvement : $0,8 G \pm E$

Cette vérification se fait à l'aide du calcul des contraintes suivantes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} ;$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I} ;$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{\text{adm}}$$

Avec :

$$I_Y = 30571.5 \text{ m}^4 ; \quad V_Y = 7.145 \text{ m} ;$$

$$I_X = 7173.6 \text{ m}^4 ; \quad V_X = 14.75 \text{ m} ;$$

$$S = 14.29 \times 29.5 = 421.555 \text{ m}^2.$$

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

Tableau VI-3 : Vérification au soulèvement

	0,8G+E	
	Longitudinal	Transversal
N (KN)	2755,96	2860,25
M (KN.m)	2354,97	387,20

V (m)	14.75	7.145
I (m ⁴)	7173.6	30571.5
σ_1	11.37	6.87
σ_2	1.69	6.69
σ_{moy}	8.95	6.83
σ_{adm}	210	210
La condition	Vérifié	Vérifié

➤ **Vérification de compression : G + Q + E**

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant

Tableau VI-4 : Vérification a la compression

	G + Q + E	
	Longitudinal	Transversal
N (KN)	2755,96	2860,25
M (KN.m)	3186,44	357,52
V (m)	14.75	7.145
I (m ⁴)	7173.6	30571.6
σ_1	13.09	6.87
σ_2	0.014	6.70
σ_{moy}	9.814	6.83
σ_{adm}	210	210
La condition	Vérifié	Vérifié

VI-4-6-b) Vérification de stabilité au renversement : 0, 8G ± E

Elle est assurée si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$ (RPA art. 10.1.5)

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

Tableau VI-5 : Vérification de stabilité au renversement

	0,8G+E	
	Longitudinal	Transversal
N (KN)	2755.96	2860,25
M (KN.m)	2354,97	387,20
e=M/N (m)	0.85	0.13
L/4 (m)	8.62	3.57
La condition	Vérifié	Vérifié

VI-4-7) Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les nervures et est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et de ses surcharges.

✓ Méthode de calcul

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unitaire et ont pour valeurs :

✓ Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$

✓ Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Les valeurs des μ_x , μ_y ont fonction de ($\rho = L_x/L_y$)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments en appuis.

Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire)

✓ Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75 \cdot M_x$; $M_{ty} = 0,75 \cdot M_y$)

✓ Moment en appuis : ($M_{ax} = 0,5 \cdot M_x$; $M_{ay} = 0,5 \cdot M_y$)

✓ Si le panneau considéré est un panneau de rive

✓ Moment en travée : ($M_{tx} = 0,85 \cdot M_x$; $M_{ty} = 0,85 \cdot M_y$)

✓ Moment en appuis : ($M_{tx} = 0,3 \cdot M_x$; $M_{ty} = 0,3 \cdot M_y$)

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement. Ce dernier a les dimensions montrées dans la figure ci-dessous, où L_x est la plus petite dimension.

Le rapport de la plus petite dimension du panneau sur la plus grande dimension doit être supérieur à « 0,40 ».

VI-4-7-a) Evaluation des charges et surcharges

Les valeurs des charges ultimes :

✓ ELU

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{60325}{421.555} = 143.10 \text{ KN/m}^2$$

✓ ELS

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{44299.09}{421.555} = 105.08 \text{ KN/m}^2$$

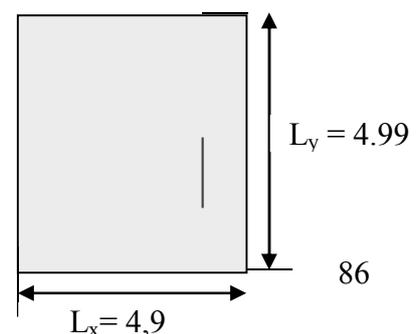
• Calcul du ferrailage

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.9}{4.99} = 0.98$$

$\rho = 0.98 > 0.4 \rightarrow$ le panneau porte dans les deux (2) sens

✓ Les efforts à l'ELU :

Sens x-x



$$\mu_x = 0.0384$$

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 131.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{ix} = 0,75 \times M_x = 98.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0,5 \times M_x = 65.97 \text{ KN.m}$$

Sens y-y

$$\mu_y = 0,9332$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 123.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{iy} = 0,85 \times M_y = 104.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_y = 61.56 \text{ KN.m}$$

✓ **Les efforts à L'ELS :**

Sens x-x

$$\mu_x = 0,0384$$

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 96.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{ix} = 0,75 \times M_x = 72.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0,5 \times M_x = 48.44 \text{ KN.m}$$

Sens y-y

$$\mu_y = 0.9332$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 90.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{iy} = 0,85 \times M_y = 76.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_y = 45.21 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul des armatures à l'ELU :**

Concernant les ferrillages on considère les sollicitations les plus défavorables vue que les portes sont approximativement les même.

- **ELU** M_{tm}= 104.65
M_{am}=65.97
- **ELS** M_{tm}= 76.85
M_{am}=48.44

Tableau VI-6 : Armature de la dalle du radier à l'ELU

	ELU	
	Travées	Appuis
M _u (KN.m)	104.65	-65.97
μ	0.0143	0.009
A _s (cm ² /ml)	3.97	2.5
A _{smin} (cm ² /ml)	8.44	8.44
Choix	5T16	5T16
A _s adoptée	10.05	10.05

Tableau VI-7 : Vérification du ferrillage de la dalle du radier à l'ELS

	ELS	
	Travées	Appuis
M _u (KN.m)	104.66	-65.97
M _{ser} (KN.m)	76.85	-48.44
α	0.018	0.011
γ	1.36	1.36

$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_c 28}{100}$	0.4	0.4
$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_c 28}{100}$	oui	Oui

➤ **Conclusion** : Les armatures calculées à L'ELU seront maintenues

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b*d} = \frac{357.035*10}{100*76.5} = 0.46 MPa$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.2*f_c 28}{\gamma}; 5 MPa\right) = 2.93 MPa$$

$$\tau_u = 0.46 MPa < \tau_u = 2.93 MPa \rightarrow \text{pas de risque de cisaillement}$$

VI-4-8) Ferrailage de la nervure

VI-4-8-a) Charges et surcharges

On suppose que la fondation est suffisamment rigide pour assurer 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.

Tableau VI-8 : ferrailage de la nervure du radier à l'ELU

	Cas le plus défavorable	
	Travées	Appuis
M _u (KN.m)	709.731	-892.330
M _{ser} (KN.m)	515.33	-647.892
A _s (cm ²)	29.29	38.1
A _{smin} (cm ²)	5.06	5.06
Choix	5T25+3T20	5T25+5T20
A _{s adoptée} (cm ²)	33.96	40.25

VI-4-8-b) Vérification des armatures à l'ELS :

On utilisera un tableau pour récapituler l'ensemble des vérifications

Tableau VI-9 : Vérification de la nervure du radier à l'ELS

	Sens longitudinal	
	Travées	Appuis
M _u (KN.m)	709.76	-892.33
M _{ser} (KN.m)	515.33	-647.892
α	0.22	0.28

γ	1.37	1.37
$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100}$	0.405	0.405
$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100}$	oui	oui

➤ Conclusion : d’après les résultats du tableau ci-dessus, il y a aucune vérification à l’ELS et par conséquent les armatures calculées à l’ELU seront maintenues.

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b*d} = \frac{1011.48*10}{60*76.5} = 2.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.2*fc28}{\gamma}; 5 \text{ MPa}\right) = 2.93 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.2 \text{ MPa} < \tau_{u\bar{}} = 2.93 \text{ MPa} \rightarrow \text{pas de risque de cisaillement}$$

❖ **Armatures transversales**

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi l \text{ min}\right) = \min(2.43; 6; 2) \rightarrow \Phi_t = \Phi 16$$

❖ **Recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ (zone I et II_a)

$\Phi = 2.5 \text{ cm} \rightarrow L_r = 2.5 \times 40 = 100 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 100 \text{ cm}$.

$\Phi = 2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 80 \text{ cm}$.

❖ **L’espacement des armatures transversales**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi l \text{ min}; 30 \text{ cm}\right) \dots \dots \dots \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{ en zone courante}$$

$\Phi l \text{ min}$: le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

Section de la poutre	Zone nodale		Zone courante	
	St calculé	St choisi	St calculé	St choisi
60*85	19.2	15	42.5	20

❖ **Les armatures de peau**

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{m} * 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$2T14 : \rightarrow A_p = 3.08 \text{ cm}^2$$

VII) CHAPITRE VII : ETUDE DU VENT

VII-1) Introduction

Le vent est un phénomène de mouvement de l'aire qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression. Dans le domaine de génie civil, les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage, Il faut donc tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction.

VII-2) Principes de calcul :

- ✓ Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.
- ✓ A partir de Règlement Neige et Vent 99 (RNV99), dans le cas d'une construction rectangulaire, il faut considérer les deux directions du vent.
- ✓ Les actions du vent sont proportionnelles à la projection de la surface considérée dans un plan perpendiculaire à la direction du vent, appelée maître couple.
- ✓ Pour la détermination de l'action du vent, il y a deux catégories de construction, catégorie 1 et catégorie 2.
- ✓ Pour une direction du vent donné, le concepteur doit effectuer les opérations suivantes :
 - Vérification à la stabilité d'ensemble d'une construction.
 - Dimensionnement des éléments de structure d'une construction.
 - Vérification vis à vie du détachement tourbillonnaire.

Notre étude sur ce chapitre est basé que de la vérification à la stabilité de la structure.

VII-3) Application de Règlement Neige et Vent 99 (RNV99)

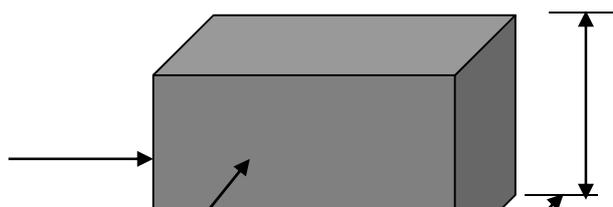
La vérification à la stabilité d'ensemble de notre construction (catégorie I); doit passer par les étapes suivantes :

- Détermination du coefficient dynamique C_d .
- Détermination de la pression dynamique du vent q_{dyn} .
- Détermination des coefficients de la pression extérieure C_{pe} et intérieure C_{pi}
- Calcul de la pression due au vent.
- Calcul des forces de frottements.
- Calcul de la résultante des pressions agissant à la surface de la construction.
- Détermination de l'excentricité de la force globale horizontale.

VII-3-a) Données relatives au site :

- On a dans un site plat, donc partir du tableau 2.5 du RNV99, on distingue la valeur du coefficient de topographie; $C_t = 1$.
- RNV99, Oran est situé à la zone de vent numéro 2 (Zone IIa).
Donc à partir du tableau 2.3 de RNVA99 : $q_{ref} = 470 \text{ N/M}^2$.
- A partir du tableau 2.4 du RNVA99, on a dans un terrain de catégorie IV, $K_T = 0,24$; $Z_0 = 1\text{m}$; $Z_{min} = 16\text{m}$; $\varepsilon = 0,46$.

VII-3-b) Détermination du coefficient dynamique C_d



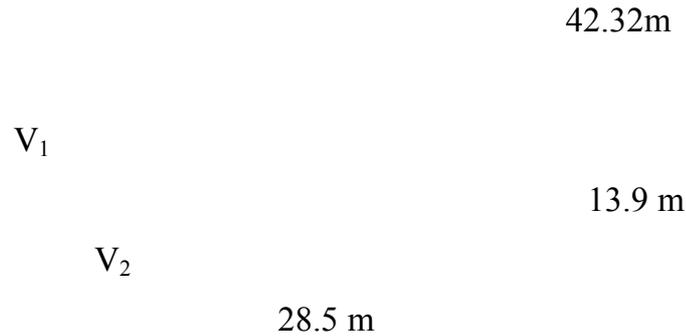


Figure VII-1 : Action du vent

➤ Sens x.x :

La structure du bâtiment étant en béton armé, on utilise la figure 3.1 du RNV99, pour $h = 42.32\text{m}$ et $b = 28.5\text{m}$. Après l'interpolation on aura : $C_d = 0,94$

➤ Sens y.y :

Pour $h = 42.32\text{ m}$ et $b = 13.9\text{m}$. On aura : $C_d = 0,97$

- Remarque : On utilise l'abaque de la figure 3.1, après l'interpolation on trouve les valeurs ci-dessus

VII-3-c) Détermination de la pression dynamique ' q_{dyn} '

La structure est de hauteur totale $>10\text{m}$. IL y a donc lieu de subdiviser le maître couple. On calcule donc la pression dynamique à :

- Mi-hauteur de chaque étage pour ce qui concerne les parois verticales.
- La hauteur totale $h = 42.32\text{m}$ ce qui concerne la toiture (pas d'édifice)

Notre bâtiment est construit pour une durée de vie supérieur à 5 ans, donc elle est classée parmi les structures permanentes.

A partir de la formule 2.12 du RNV99, la relation de la pression dynamique est donnée par la formule suivante : $Q_{dyn} = q_{ref} \times C_e (Z_j)$

- Q_{ref} : est la pression dynamique de référence, donne par le tableau 2.3 du RNV99 en fonction de la zone de vent. Pour la zone 1, comme dans notre cas ; $Q_{ref} = 470\text{ N/m}^2$.
- C_e : c'est le coefficient d'exposition au vent, tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographique de site, et de la hauteur au-dessus de sol. En outre il tient compte de la nature turbulente de vent.

A partir de la formule 2.13 du RNV99, C_e des structures peu sensibles aux excitations dynamique est donné par :

$$C_e(Z_{eq}) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times [1 + (7 \times K_T)/(C_t Z) \times C_r(Z)]$$

Tel que :

- K_T : c'est le facteur de terrain donné par le tableau 2.4 : $K_T = 0.24$
- C_t : c'est le coefficient de topographie, tiré à partir de tableau 2.5 : $C_t = 1$
- C_r : est le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

IL est défini par la loi logarithmique ci-après (Formule 2.15 du RNV99) :

- $C_r = K_T \times \ln(Z_j/Z_0)$ pour $Z_{min} \leq Z \leq 200\text{ m}$.
- $C_r = K_T \times \ln(Z_{min}/Z_0)$ pour $Z < Z_{min}$

A partir du tableau 2.4, on trouve que : $Z_0 = 1$ et $Z_{min} = 16\text{ m}$

Les résultats de calcul sont indiqués au tableau suivant :

Tableau VII-1 :Détermination de la pression dynamique 'q_{dyn}'

Z(m)	Cr	Ce	Q _{dyn}
2,8	0,66542129	1,56069327	733,525837
5,6	0,66542129	1,56069327	733,525837
8,66	0,66542129	1,56069327	733,525837
11,72	0,66542129	1,56069327	733,525837
14,78	0,66542129	1,56069327	733,525837
17,84	0,69154635	1,64003422	770,816085
20,9	0,7295398	1,75785518	826,191934
23,96	0,76233259	1,86186971	875,078766
27,02	0,79117856	1,95514349	918,917442
30,08	0,81692652	2,03980549	958,708581
33,14	0,84017784	2,11739758	995,176864
36,2	0,86137419	2,18907413	1028,86484
39,26	0,88084949	2,25572295	1060,18979
42,32	0,89886235	2,31804227	1089,47987

VII-3-d)Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :➤ Parois verticales :

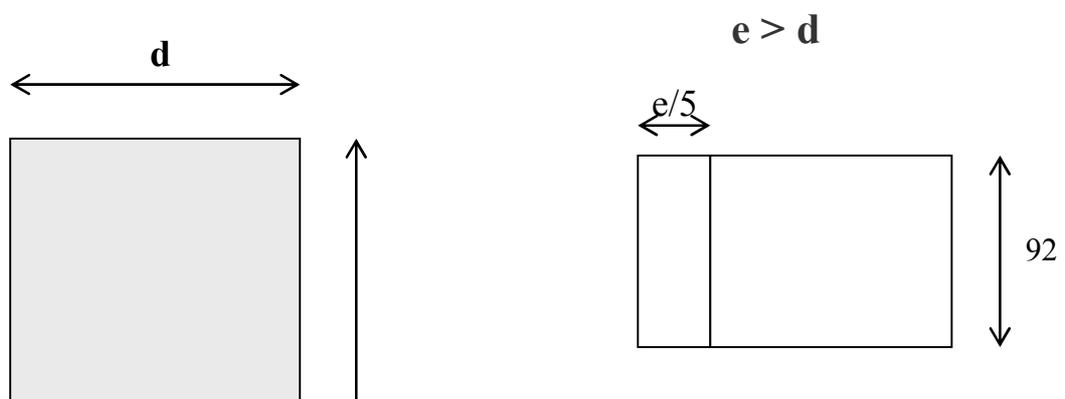
Pour les parois verticales il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.1 du RNV99.

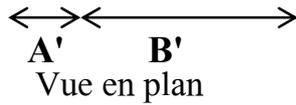
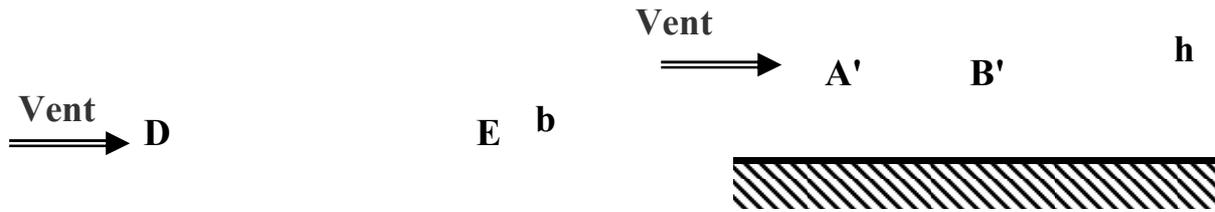
- Les valeurs de C_{pe,10} et C_{pe,1} Sont données dans le tableau 5.1 du RNV99.
- C_p = C_{p10}, par ce que la surface chargée de la paroi considérée est supérieur à 10m².

☐ Sens xx' :

b = 28.5m, d = 13.9m, h = 42.32, e = min (b ; 2h) = 28.5 > d.

Les zones de pressions et les valeurs des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante :

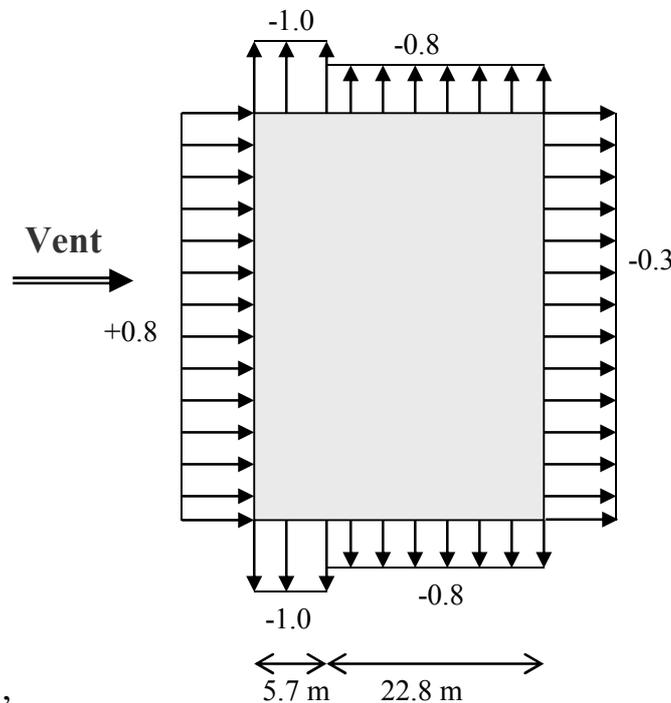




D'après le tableau 5.1 (RNV99 P.65) on a :

Tableau VII-2 : les coefficients de pression externe (selon le sens X).

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

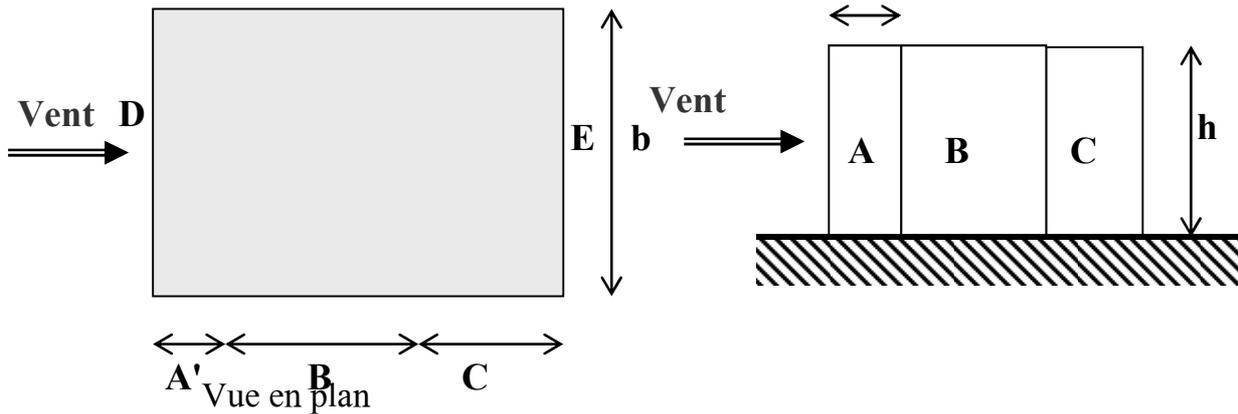


□ Sens yy'

$b = 13.9\text{m}$, $d = 28.5\text{m}$, $h = 12.32$, $e = \min(b, 2h) = 13.9 < d$

Les zones de pression **Figure VII-2** : les coefficients de pression externe (selon le sens X). nt portées sur la figure suivante :

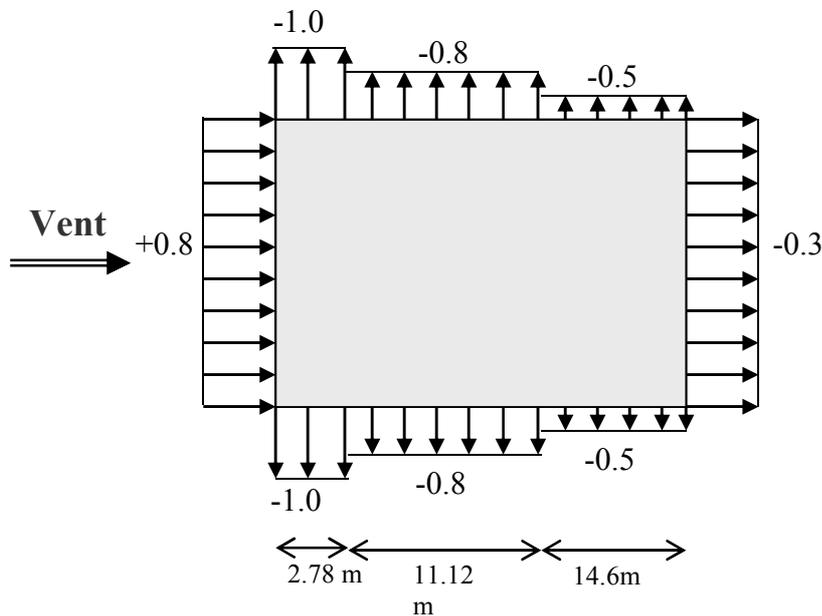




D'après le tableau 5.1 (RNV99 P.65) on a :

Tableau VII-3 : les coefficients de pression externe (selon le sens Y).

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



➤ Figure VII-3 : les coefficients de pression externe (selon le sens Y). Est celle de l'annexe A de RNV99, comme l'indique la figure 5.2 de RNV99. Les coefficients C_{p10} et $C_{p,1}$ sont donnés dans le tableau 5.2 de RNV99.

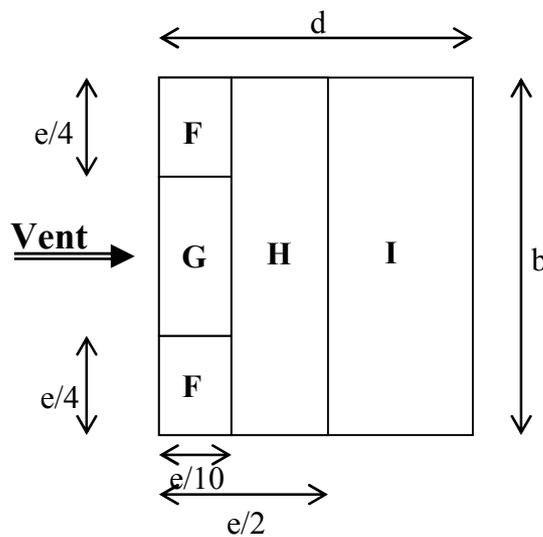
Dans notre cas :

- $C_p = C_{p10}$, par ce que la surface chargée de la paroi considérée est supérieur à $10m^2$ ($S > 10m^2$).

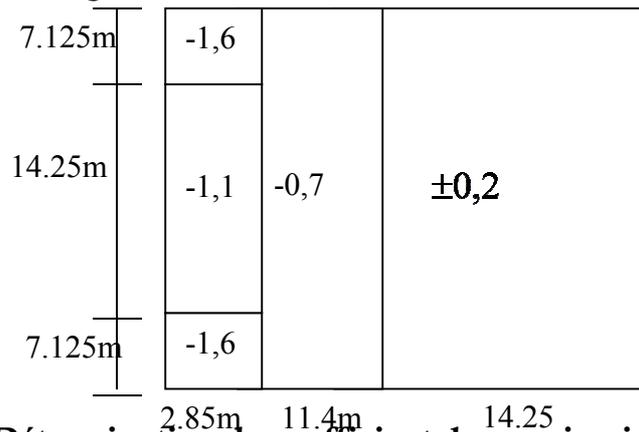
□ Sens xx'

- $H_p/h = 0,012$, tel que :
- H_p : Hauteur de l'acrotère
- h : la hauteur totale de structure
- $b = 28.5m$, $d = 13.9m$, $h = 42.32$, $e = \min(b ; 2h) = 28.5 > d$.

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



Les zones de pressions et les valeurs des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante :



VII-3-e) Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi}

Dans le cas de la Figure VII-4 : les coefficients de pression externe sur la toiture doivent être utilisés.

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-4 : le coefficient de pression

- Alors on a le tableau suivant : pour $C_{pi}=0.8$

Zone	C_{PI}	$C_{PE} = C_{P10}$	C_P
A A'	0.8	-1	-1.8
B B'	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	+0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5

- pour $C_{pi}=-0.5$

Zone	C_{PI}	$C_{PE} = C_{P10}$	C_P
A A'	-0.5	-1	-0.5
B B'	-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

VII-3-f) Détermination de la pression due au vent

La pression due au vent q_j , qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par : $q_j = C_d \times W(Z_j)$

- C_d : coefficient dynamique de la construction, On a déjà le calculé.

W : la pression nette exerce sur l'élément de surface j calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j, $W(Z_j)$ est donnée à l'aide de la formule suivante :

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) \times C_p$$

D'où : $q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times C_p$

Les résultats de calcul sont indiqués au tableau ultérieurement.

VII-3-g) Calcul des forces de frottement

- Une force complémentaire doit être introduit pour les constructions de catégorie 1, pour tenir compte le frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du Vent.
- Les constructions pour lesquelles les force de frottement doivent être calculée sont celles pour lesquelles soit le rapport $d/h \geq 3$, soit $d/h \geq 3$
 $d/b = 28.5/13.9 = 2.05 < 3$, $d/h = 28.5/42.32 = 0.6 < 3$

❖ **Conclusion** : On constate que les deux rapport d/b et d/h sont inférieur à 3, donc le calcul de force de frottement n'est pas nécessaire.

VII-3-h) Calcul de force résultante

La force résultante R, se décompose en deux forces :

Une force globale horizontale F_w , qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

Une force de soulèvement F_u qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante **R** est donnée par (la f 2.9 du RNV99) suivante :

$$R = \sum(q_j \times S_j) + \sum F \times f_{rj} \quad (N)$$

Tableau VII-5 : Forces Résultante

Z(m)	Cp	S(xx)	S(yy)	Qjx	Qjy	Rx	Ry
2,8	-1,1	79,8	38,92	-758,46	-782,67	-60525,52	-30461,59
5,6	-1,1	79,8	38,92	-758,46	-782,67	-60525,56	-30461,59
8,66	-1,1	87,21	42,53	-758,46	-782,67	-66145,79	-33287,04
11,72	-1,1	87,21	42,53	-758,46	-782,67	-66145,79	-33287,04
14,78	-1,1	87,21	42,53	-758,46	-782,67	-66145,79	-33287,04
17,84	-1,1	87,21	42,53	-797,02	-822,46	-69508,44	-34979,25
20,9	-1,1	87,21	42,53	-854,28	-881,54	-74501,97	-37492,18
23,96	-1,1	87,21	42,53	-904,83	-933,70	-78910,35	-39710,64
27,02	-1,1	87,21	42,53	-950,16	-980,48	-82863,50	-41700,02
30,08	-1,1	87,21	42,53	-991,30	-1022,94	-86451,68	-43505,72
33,14	-1,1	87,21	42,53	-1029,01	-1061,85	-89740,21	-45160,63
36,2	-1,1	87,21	42,53	-1063,84	-1097,79	-92778,03	-46689,38
39,26	-1,1	87,21	42,53	-1096,23	-1131,22	-95602,76	-48110,89
42,32	-2,4	87,21	42,53	-2457,86	-2536,30	-214350,54	-107869,22
42,32	-1,9	87,21	42,53	-1945,81	-2007,91	-169694,18	-85396,47
42,32	-1,5	87,21	42,53	-1536,16	-1585,19	-133969,09	-67418,26
42,32	-1,1	87,21	42,53	-1126,52	-1162,47	-98243,99	-49440,06
42,32	-0,6	87,21	42,53	-614,46	-634,07	-53587,63	-26967,30
					SOMME=	-1659690,93	-835224,40

Conclusion General

L'étude de ce projet nous a permis d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ✓ La bonne disposition des voiles, dépend de plusieurs facteurs notamment ; les contraintes architecturales.
- ✓ La modélisation en tenant compte des éléments secondaires fait que la rigidité de la structure modélisée n'est pas sous-estimée.
- ✓ La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- ✓ Les sections des poteaux choisies au chapitre pré- dimensionnement ont été réduit afin de vérifier l'interaction voiles portiques.
- ✓ La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- ✓ Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).
- ✓ Afin d'éviter le risque de cisaillement des poteaux courts ; ces derniers ont été ferrillés conformément aux exigences RPA dans le sens transversal.
- ✓ Afin d'éviter la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux avant les poutres, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- ✓ Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.