REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE –YAHIA FARES- MEDEA
FACULTE DES SCIENCES ET DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE DE LA MATIERE

Pour l'Obtention du diplôme
DE MASTER EN GENIE CIVIL
Option : *CONSTRUCTION ET MATERIAUX*

THÈME

ETUDE ET CONCEPTION D'UNE TOUR R+13+SS A USAGE MILTIPLE

Dirigé par :

**Promoteur*

Dr : BOUKENDAKDJI.O

**Co-Promoteur*

Mr : DHOUIFI.A

Présenté par :

- *HADJA Kawthar*
- *DAMICHE Zineb.*

PROMOTION : 2011- 2012

Remerciments

Tout d’abord, nous tenons à remercier notre DIEU miséricordieux qui nous a donné la volonté, la force et la patience à achever ce travail.

Nos remerciements à nos parents, pour leurs soutiens et leurs encouragements pendant toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l’avenir. Ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de prés ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre projet.

Nous tenons d’abord à remercier le Dr .BOUKENDAKDJI.O, qui nous a suivi en démarrent ce projet et qui n’a pas ménagé son effort pour tenir le bon chemin de travail, sans lui, ce travail n’aurait pas été ce qu’il est aujourd’hui.

Nous adressons nos plus profonds remerciements au Mr. DHOUIFI .A; qui a assuré la continuité de l’encadrement de cette étude jusqu’au bout.

Nous remercions sincèrement tous les enseignants de l’université de MEDEA en particulier de Génie Civil qui ont participés à notre formation.

Nous voudrions également remercier de tout cœur Mr. KARALI. R et Mr.OULD TURKI.B qui ils ont déjà suivi nos travaux et nous ont fait comprendre notre projet.

Nous remercions profondément Mr : KHALADI., pour l’aide et pour les nombres explications, qu’ils nous ont patiemment données.

Nous remercions pareillement tous les membres de jury qui nous ont fait l’honneur d’examiner notre travail, et d’avoir accepté de critiquer ce mémoire.

Enfin, nous remercions tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin, à la réalisation de ce travail.

Dédicaces

Je m'incline devant dieu tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir et m'a aidé à la franchir

Je dédie ce modeste travail à:

*la **mère** et **mon père** pour les encouragements, les efforts incessants et l'attention portée envers moi, ce travail est le fruit de l'éducation que vous avez toujours su m'apporter*

*A mon frère **MOHAMED** et à ma petite sœur bien aimée **SALSABIL***

A ma grand-mère et ma tante LEILA pour leur soutien moral

A mes grands parents maternels

A toute ma famille mes oncles, mes tantes,

mes cousines et mes cousins

A mon promoteur **DR. BOUKENDAKDJI.**

A mon binôme **Zineb Damiche.**

A mes chères amies

A tous ceux que je porte dans mon cœur

A tous mes amis surtout de classe Génie Civil et à tous mes collègues de ma promotion.

A tous mes amis sans exception.

KAWTHAR



Dédicaces

Je m'incline devant dieu tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir et m'a aidé à la franchir je tiens à dédier ce modeste travail :

Aux prunelles de mes yeux **: mon père**. Sans lui, je n'airais jamais atteint ce niveau d'études et je le respecte infiniment pour son soutien et ses encouragement successifs envers moi depuis l'école primaire et jusqu'au présent .ces sentiments trouvent également leur place dans mon cœur pour la tendresse de ma vie : **Ma mère** .cette dame la plus généreuse au monde, a tout donné. Elle a prouvé son affection par ses sacrifices pour mon avenir.

A mes chers frères : Abdellah et sa femme Linda, Abderrahmane

A mes chères sœurs : Khadîdja et son mari Youçef, Fatima

A ma tante MAACHOU Hamida, mes chères neveux Anesse et Nessrine ,

et ma cousine Djamila

A toute ma famille.
A mon promoteur **DR. BOUKENDAKDJI.**
A mon binôme **KAWTHAR HADJA.**
A mes chères amies Akila, Meriem**,**
A tous ceux que je porte dans mon cœur
A tous mes amis surtout de classe Génie Civil et à tous mes collègues de ma promotion.
A tous mes amis sans exception.

ZINEB

ZINEB



ملخـص

يهدف هدا المشروع إلى هيكلة و دراسة بناية ذات طابع سكني و تجاري مكونة من طابق ارضي زائد 13 زائد طابق تحتي مع استعمال تعبئة مكونة من خرسانة خلوية.

يتم انجاز هده البناية بولاية المدية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية 2ب حسب ا لقواعد الجزائرية المضادة للزلازل المقاومة الأساسية للمبنى محققة بواسطة نظام الجدران المسلحة على هيئة المركزية الأساسية زائد جدران مسلحة متمركزة في الأطراف.

تحديد الأبعاد و تسليح كل العناصر الغير مقاومة و المقاومة صمم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر ماعدا دراسة مقاومة البناية ضد الرياح انجرت وفقا للقوانين الفرنسية لعدم توفر المعلومات الكافية في القانون الجزائري للتسليح وللتحقق منه استعملنا برامج آلية متطورة .

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل عن طريق برنامج ROBOT2011.

قمنا بطرح طريقة لتحسين خصائص أرضية البناء عن طريق الأعمدة الحجرية و من ثم قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هدا بحساب الأساسات.

Résumé

Le but de ce travail est la conception et l'étude d'une tour R+13 plus un sous-sol avec remplissage en béton cellulaire NEOPOR à usage multiple (habitation et commerce) qui sera implantée dans la wilaya de MEDEA classée en zone II_b selon le règlement parasismique algérien (RPA99version 2003)

Le contreventement est assuré principalement par un noyau central plus des voiles extrêmes. l'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel ROBOT2011 V24

Le calcul des dimensions et du ferraillage de touts les éléments secondaires et résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur sauf l'étude du vent qui a été faite selon le règlement français neige et vent 65 modifié 99 à cause du manque de données dans le règlement algérien NV99.

Pour le calcul du ferraillage et ainsi la vérification de ce dernier nous avons utilisés deux logiciels SOCOTEC et ROBOT EXPERT 2011

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel ROBOT2011

Avant le calcul de l'infrastructure plus exactement les fondations nous avons proposé une amélioration du sol à l'aide des colonnes ballastées à cause de la faible portance de ce dernier après on a calculé la fondation adéquate.

Abstract

The aim of this project is the conception and study of tower (ground floor plus 13 levels plus basement) with concrete NEOPOR filling, this tower has multiple use (dwelling and commercial), will be implanted in the town of MEDEA ,classified in area IIb according to the Algerian settlement earthquake (RPA99 version 2003)

The bracing of the building is ensures mainly by central core plus extreme shells; the measurements and analysis of the reinforcement of all elements (secondary or resistant) Were dining according to the Algerian standards except the study of the wind which is analyzed with the French regulation NV65 modified 99 due to lack of information in the Algerian regulation.

For the checking of reinforcement we used software (SOCOTEC and ROBOT EXPERT 2011).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite element method) using program (ROBOT V24).

Before calculating the infrastructure more precisely the foundations we proposed a soil improvement using stone columns because of the low bearing capacity of the latter was calculated after the proper foundation.

Sommaire

Remerciements

Dédicace

Résumé

Liste des tableaux

Liste des figures

Notations

Introduction générale

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1 INTRODUCTION 3

I.2 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE 4

I.3 ELEMENTS DE L'OUVRAGE 7

I.3.1 L'ossature *7*

I.3.2 Le contreventement *8*

I.3.3 Plancher *8*

I.3.4 Fondations *8*

I.3.5 Les murs *9*

I.3.6 Les balcons *9*

I.3.7 Escalier *9*

I.3.8 Ascenseur *10*

I.3.9 Acrotère *10*

I.4 RESISTANCE DU BETON 10

I.5 CLASSIFICATION DU MATERIAU ACIER 11

I.5.1 Caractéristiques mécaniques *11*

I.6 SPECIFICATIONS TECHNIQUES DU BETON MOUSSE NEOPOR 12

I.6.1 Description générale *12*

I.6.2 Domaines d'utilisation.....13

I.6.3 Justification du choix du matériau.....15

I.6.5 Etude et comparaison de l'isolation thermique entre le béton NEOPOR et la brique creuse.....18

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT

II.1 INTRODUCTION.....22

II.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PLANCHERS.....22

II.2.1 Pré dimensionnement des dalles pleines.....22

II.2.1.1 La résistance à la flexion.....23

II.2.1.2 La condition de flèche.....24

II.2.1.3 La résistance au feu.....25

II.2.1.4 L'isolation acoustique.....25

II.2.1.5 L'isolation thermique.....25

II.2.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS CORPS CREUX.....26

II.2.2.1 La résistance à la flexion.....26

II.2.2.2 Caractéristiques géométriques des poutrelles.....26

II.2.2.3 Pré dimensionnement des poutres.....27

II.2.2.3.1 Pré dimensionnement du 1er portique.....28

II.2.2.3.1 Pré dimensionnement du 2ème portique.....29

II.2.2.3.3 Pré dimensionnement du 3ème portique.....29

II.2.2.3.4 pré dimensionnement du 4ème portique.....29

II.2.2.3.5 Pré dimensionnement du 5ème portique.....30

II.2.3 Pré dimensionnement de l'acrotère.....31

II.2.3.1 Charge de l'acrotère.....31

II.2.4 PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES.....32

II.2.5 PRE DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS 33

II.2.5.1 Introduction *33*

II.2.5.2 Pré dimensionnement du 1er type d'escalier *33*

II.2.5.3 Pré dimensionnement du 2ème type d'escalier *36*

II.2.5.4 Pré dimensionnement du 3ème type d'escalier *38*

II.2.6 PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX 39

II.2.6.1 Définition *39*

II.2.6.2 Étapes de Pré dimensionnement des Poteaux *40*

II.2.6.3 Descente des charges *42*

II 2.6.3.1 Evaluation des charges 43

CHAPITRE III: CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III .1 INTRODUCTION 68

III.2 CALCUL DE L'ACROTERE 68

III.2.1 Principe de calcul *68*

III.1.2 Evaluation des charges *68*

III 2.3 Calcul des coordonnées du centre de gravité de l'acrotère *69*

III.2.4 Calcul des sollicitations *70*

III.2.5 Combinaison des sollicitations *70*

III.2.6 Ferraillage de l'acrotère à l'ELU *71*

III.2.7 Vérification des contraintes à l'ELS *74*

III .2.8 Vérification à l'effort tranchant (ELU) *76*

III.3 CALCUL DU PLANCHER 76

III.3.1 Les planchers en corps creux *76*

III.4 DALLE PLEINE 78

III.4.1 Principe de calcul 101
III.5 L'ASCENSEUR 102
III.5.1 Ascenseur à traction 102
III.5.2 Calcul de la dalle machine 118
III.6 CALCUL DE L'ESCALIER 118
III.6.1 Escalier a 2 volées 122
III.6.2 Escalier a 3 volées type 1 129
III.7 CALCUL DES BALCONS 129
III.8CONCLUSION…….....153
Erreur ! Signet non défini.
CHAPITRE IV : ETUDES SOUS ACTIONS HORIZONTALES
IV.1 EFFET THERMIQUE 154
IV.1.1 Introduction 154
IV.1.2 Effet de la température 155
IV.1.3 Dilatation thermique 155
IV.1.4 Composante de température uniforme ΔTu 157
IV.1.5 Combinaisons d'actions 157
IV.1.6 Méthode de calcul 157
IV.1.7 CONCLUSION 160
IV.2 ETUDE DU VENT 161
IV.2.1 Introduction 161
IV.2.2 Action parallèle à la direction du vent 163
IV.2.3 Calcul de la force de portance du vent U 172
IV.2.4 La composante géométrique R (vent) 173
IV .3 SEISME 173
IV.3.1 Introduction 173

IV.3.2 Objectif de l'étude dynamique 174

IV.3.3 Modélisation mathématique 174

IV.3.4Les différentes méthodes du calcul sismique……174

.

CHAPITRE V : FERRAILLAGES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1 FERRAILLAGE DES POTEAUX 206

V.1.1 Introduction 206

V.1.2 Recommandation des règlements 206

V.1.3 Etapes de calcul du ferraillage…….231

V.2 Ferraillage des poutres…….231

V.2.2 Conditions de ferraillage 232

V.2.3 Ferraillage longitudinal 236

V.2.4 Armatures transversales 242

V.3 FERRAILLAGE DES VOILES 243

V.3.1 Exigences réglementaires 243

V.3.2 Méthodes de calcul des voiles 245

V.3.3 Calcule de ferraillage vertical 248

V.3.4 Ferraillage transversal des voiles 268

V.3.5 Vérification des contraintes de cisaillement 302

V.4 Conclusion……302

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 VOILE PERIPHERIQUE 303

VI.1.1 Définition 303

VI.1.2 Pré dimensionnement 303

VI.1.3 Hypothèses de calcul 303

VI.1.4 Calcul des charges 304

VI.1.5 Calcul des sollicitations 306

VI.1.6 Calcul du ferraillage 306

VI.2 CALCUL DES FONDATIONS 307

VI.2.1 Introduction 307

VI.2.2 Choix du type des fondations 307

VI.2.3 Rapport du sol 308

VI.2.4 Amélioration du sol par les colonnes ballastées 309

VI.2.4.1 Objectif du traitement 309

VI.2.5 Radier nervuré 312

CONCLUSION GENERALE

Références bibliographiques

Annexes

LISTE DES FIGURES

Fig. I.1 : Façade de la structure

Fig. I.2 : Vue en plan du SS

Fig. I.3 : Vue en plan du RDC

Fig. I.4 : Vue en plan du 1er niveau

Fig. I.5 : Vue en plan étage courant

Fig. I.6 : Vue en plan de la terrasse

Fig. II.1 : Position de dalle la plus sollicitée

FigII.2 : Panneau courant(reposant sur 4 appuis)

Fig. II.3 : Vue du panneau courant de la dalle pleine par le logiciel ROBOT

Fig. II.4 : Vue 3D du plancher en corps creux

Fig. II.5 : Schéma statique d'une poutre

Fig. II.6 Position des portiques et leurs numérotations

Fig. II.7 : Dimensions de l'acrotère

Fig. II.8 : Les dimensions du voile

Fig. II.9 : Coupe voile en plan

Fig. II.10 : Vue escalier et définition des composants

Fig. II.11 : Vue 3D escalier $h = 3.24$

Fig. II.12 : Vue 3D escalier $h = 3.\ \ 4$

Fig. II.13 : Escalier type 2 à étudier

Fig. II.14 : Escalier extérieur 4 volées

Fig. II.15 Section réduite du poteau

Fig. II.16 : Vue 3D du mur extérieur (double cloison)

Fig. II.17 : Mur intérieur (simple cloison)

Fig. II.18 : Vue 3D des constituants du plancher terrasse

Fig. II.19 : Vue 3D du plancher étage courant

Fig. II.20 : Vue 3D plancher du RDC

Fig. II.21 : Vue du balcon1 et 2

Fig. II.22 : Position du poteau le plus sollicité type

Fig. II.23 : Surface revenant au poteau 1

Fig. II.24 : Position du poteau plus sollicité type 2

Fig. II.25 : Surface revenant au poteau 2

Fig. II.26 : Position du poteau les plus sollicité type 3
Fig. II.27 : Surface revenant au poteau type 3-1
Fig. II.28 : Surface revenant au poteau type 3-2
Fig. II.29 : Surface revenant au poteau type 3-3
Fig.III.1 : Dimensions acrotère
Fig.III.2 : Section pour calcul du moment quadratique
Fig III.3 Détail d'un treillis soudé
Fig.III.4 Longueur des portiques
Fig.III.5 Calcul des moments par la méthode de Caquot
Fig.III.6 : Cas de chargement pour avoir les courbes enveloppes Caquot
Fig.III.7 : Charges permanentes et d'exploitation
Fig.III.8 Courbe enveloppes des moments à l'ELU
Fig.III.9 : Longueur des portiques
Fig.III.10 Calcul d'une section en T
Fig.III.11 Détail d'étaiement d'un plancher
Fig. III.12: Ferraillage dalle pleine
Fig. III.13 : Panneau dalle pleine continu type 1
Fig. III.14 : Diagramme du moment à l'ELU selon x-x
Fig. III.15 : Diagramme du moment à l'ELU selon y-y
Fig. III.16 : Diagramme du moment à l'ELS selon y-y
Fig. III.17 : Panneau de dalle continue type 2
Fig.III.18 Schéma du travail externe
Fig.III.19 : Panneau dalle pleine de rive
Fig. III.20 : Diagramme du moment à l'ELU selon x-x'
Fig. III.21 : Diagramme du moment à l'ELU selon y-y'
Fig. III.22 : Diagramme du moment à l'ELS selon y-y'
Fig. III.23 : Diagramme du moment à l'ELS selon x-x'
Fig.III.24 : Système à traction classique
Fig. III.25 : Le moteur d'ascenseur + les câbles reposant sur la dalle machine
Fig. III.26 : Ouverture pour l'aération du moteur
Fig. III.27: Les câbles qui supportent La cabine
Fig. III.28 : Dispositif de réglage
Fig. III.29: Boite d'alimentation électrique
Fig. III.30 : Détail interne

Fig. III.31 : Système contrepoids
Fig. III.32 : Vue externe
Fig. III.33 : La cabine externe
Fig. III.34 : Le support de la cabine
Fig. III.35: Dimensions de la dalle machine
Fig. III.36 : Différentes charges agissantes sur la dalle
Fig. III.37 : Condition de non poinçonnement
Fig.III.38 vue droite d'escalier
Fig.III.39 Vue en haut de l'escalier
Fig.III.40 Vue de la volée 1 et schématisation
Fig.III.41 Chargement linéaire de la volée 1
Fig.III. 42 Vue de la volée 2 et schématisation
Fig.III.43 Chargement linéaire de la volée 2

Fig.III.44 Poutre palière
Fig.III.45 Sollicitation de la poutre palière
Fig. III.46 : Escalier type 1 vue 3D
Fig.III.47 Position du balcon le plus sollicité
Fig.III.48 Dimensions du balcon à calculer
Fig. IV .1 : Carte zone de vent
Fig. IV.2 : Action du vent
Fig. IV.3 : Coefficient $_0$ pour les constructions prismatiques à base quadrangulaire reposant sur le sol
Fig. IV.4 : Détermination de (Coefficient de réponse)
Fig. IV.5 : Coefficient de réduction de dimension
Fig. IV.6 : Limites des décrochements en plan
Fig. IV.7 : Limites des décrochements en élévation
Fig. IV.8 : Réduction du moment d'inertie des poteaux
Fig. IV.9 : Rotation pure de la tour en 1 Mode
Fig. IV.10 : Translation pure selon y de la tour en 2 Mode
Fig. IV.11 : Translation selon x de la tour en 3 Mode
Fig. IV.12 : Vue du noyau (SS ; RDC ; 1^{ier})
Fig. IV.13 : Vue du noyau (étage courants)
Fig. IV.14 : Dimensions du noyau central

Fig. IV.15 : Vue en 3D du noyau central
Fig. IV.16 : Translation pure selon x de la tour en 1 Mode
Fig. IV.17 : Rotation pure de la tour en 2 Mode
Fig. IV.18 : Translation pure selon y de la tour en 3 Mode
Fig. IV.19 : Position du noyau (SS, RDC, 1^{ier})
Fig. IV.20 : Position du noyau (étages courants)
Fig. IV.21 : Vue en 3D du noyau et voile
Fig. IV.22 : Translation pure selon x de la tour en 1 Mode
Fig. IV.23 : Translation pure selon y de la tour en 2 Mode
Fig. IV.24 : Rotation pure selon de la tour en 3 Mode
Fig. IV.25 : Spectre de réponse
Fig. IV.26 : Efforts tranchants dans les différents niveaux
Fig. V.1 : Organigramme1
Fig. V.2 : Organigramme2
Fig. V.3 : Organigramme3
Fig. V.4 : l'abaque de DAVIDOVICHI du poteau circulaire
Fig.V.5 Disposition des armatures des nœuds
Fig.V.6 Présentation de la partie supérieure des voiles
Fig .V.7: Voile avec ouverture (fenetre)
Fig.V.8 Les caractéristiques géométriques du voiles avec fenetre
Fig.V.9 Position des voiles avec ouvertures en bleu et ceux plein en rouge
Fig.V.10 : Ferraillage du noyau central
Fig .V.11 Les voiles extrêmes
Fig. V.12 : Les voiles d'ascenseur
Fig. VI.1 Pressions sur le voile périphérique
Fig. VI.2 : Vue en 3D des voiles périphériques dans la structure
Fig.VI.3 : Vue en 2 D du voile Vertical
Fig.VI.4 : **Station 3 et 4 du pénétromètre dynamique**
Fig.VI.5 : Domaine d'application des colonnes ballastées
Fig.VI.6 : Les ballastes
Fig.VI.7 : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide
Fig. VI.8 : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie sèche
Fig .IV.9 : Moment en travée et aux appuis selon x-x à ELU
Fig. IV.10 : Moment en travée et aux appuis selon y-y à ELU

Fig. IV.11 : Moment en travée et aux appuis selon x-x à ELS

Fig. IV.12 : Moment en travée et aux appuis selon y-y à ELS

Fig. IV.13 : La flèche selon x-x

Fig. IV.14: La flèche selon y-y

LISTE DES TABLEAUX

Tab. I. 1 : Tableau des contraintes limites de cisaillement

Tab. I.2 : Limite d'élasticité

Tab. I.3 : Proportion du béton NEOPOR

Tab. I.4 : Résistance thermique d'une double cloison NEOPOR

Tab. I.5 : Résistance thermique d'une double cloison brique creuse

Tab. II.1 : Vérification des dimensions des poutres

Tab. II.2 : Composant et épaisseur des constituants du mur extérieur

Tab. II.3 : Poids du mur extérieur

Tab. II.4 : Composant et épaisseur des constituants du mur intérieur

Tab. II.5 : Poids du mur intérieur

Tab. II.6 : Poids du plancher terrasse

Tab. II.7 : Poids du plancher étage courant

Tab. II.8 : Poids du plancher RDC

Tab .II.9 : Poids d'un balcon

Tab .II.10 : Charge d'exploitation d'après le DTR BC 2.2

Tab. II.11 : Charges d'exploitation avec loi de dégression

Tab .II.12 : Descente de charge poteau type 1

Tab .II.13 : Descente de charge poteau type 2

Tab II.14 : Descente de charge poteau type 3-1

Tab .II.15 : Section des poteaux type 3-1

Tab .II.16 : Descente de charge poteau type 3-2

Tab .II.17 : Sections des poteaux type 3-2

Tab .II.18 : Descente de charge poteau type 3-3

Tab .II.19 : Sections des poteaux type 3-3

Tab. II.20 : les dimensions des poteaux de sections carrées dans les divers niveaux

Tab .II.21 : Vérification vis-à-vis RPA des sections poteaux carrés

Tab .II.22 : Vérification vis-à-vis du RPA des sections poteaux circulaires

Tab. III. 1 Sollicitation du 1er portique d'après la méthode forfaitaire

Tab. III.2 Calcul des moments à l'ELU (KN.m)

Tab. III.3 Calcul d'efforts tranchants à l'ELU (KN)

Tab. III.4 : Calcul des moments à l'ELS (KN.m)

Tab. III. 5 : Calcul des efforts tranchants à l'ELS (KN)

Tab.III.6 : Sollicitation du 1er portique d'après la méthode forfaitaire

Tab.III.7 : Vérification au cisaillement

Tab. III.8 Travail externe

Tab.III.9 Travail interne

Tab .III.10 Les données de ferraillage

Tab. III.11 Calcul des sections de la dalle pleine

Tab. III.12 : Vérification à l'E.L.S

Tab. III.13 : Vérification au cisaillement

Tab .III.14 : Evaluation de la charge permanente

Tab. III.15 : Les charges concentrées

Tab. III.16: Détermination des chargements de la dalle

Tab. III.17 : Résultants de ferraillage en travée (sens L_x)

Tab. III.18 : Résultants de ferraillage en travée (sens L_y)

Tab. III.19 : Résultants de ferraillage en travée (sens L_x)

Tab.III.20 : Vérification des contrainte de la dalle en travée et aux appuis

Tab.III.21 : Charge permanentes du palier

Tab.III.22 : Charge permanentes du paillasse

Tab .IV.1 : Coefficient de dilatation thermique de quelques matériaux de construction

Tab .IV.2 : Sollicitations sur les barres sans l'effet de température

Tab .IV.3 : Sollicitations sur les barres avec l'effet de température

Tab .IV.4 : Sollicitations sur les barres avec l'effet de température

Tab. IV.5 : La vitesse du vent en fonction de la zone

Tab .IV.6 : Coefficient C_{t0} en fonction de la géométrie de la structure

Tab. IV.7 : Valeurs de τ et de β

Tab. IV .8 : Valeurs des pressions dynamiques

Tab. IV.9 : Valeurs de la force de trainée T

Tab. IV.10 : Résumé des résultats de l'analyse modale sans rigidifiassions

Tab. IV.11 : Résumé des masses modales et masses participantes sans rigidifiassions

Tab. IV.12 : Résumé des résultats de l'analyse modale avec rigidifiassions par noyau central

Tab. IV.13 : Résumé des masses modales et masses participantes avec rigidifiassions par noyau central

Tab .IV.14 : Critère de qualité « q »

Tab. IV.15 : Résumé des résultats de l'analyse modale avec rigidifiassions

Tab .IV.16 : Résumé des masses modales et masses participantes structure avec rigidifiassions

Tab .IV.17 : Résultats statiques de chaque niveau

Tab .IV.18 : Résultats statiques de niveau

Tab .IV.19 : Déplacements de niveaux

Tab IV.20 : Distribution des sollicitations sismiques sur les poteaux et les voiles

Tab .IV.21 : Sollicitation sismiques plus le moment du renversement dans chaque étage

Tab .IV.22 : Vérifications vis-à-vis l'effet *P*

Tab .IV.23 : Vérification vis-à-vis du moment de renversement

Tab .V.1 Ferraillage minimal et maximal dans la zone de recouvrement et courante

Tab V.2 Ferraillage longitudinal du poteau de rive encastré au voile périphérique

Tab V.3 Ferraillage longitudinal du poteau de rive non lié au voile périphérique

Tab V.4 Ferraillage longitudinal du poteau de rive de section carré non lié au voile

Tab V.5 Ferraillage longitudinal du poteau intermédiaire de section carré lié aux voiles

Tab V.6 Ferraillage longitudinal du poteau intermédiaire de section carré non lié aux voiles

Tab V.7 Ferraillage longitudinal du poteau qui supporte l'espace vert de section carré lié

Tab V.8 Ferraillage longitudinal du poteau carré lié au noyau central

Tab V.9 Ferraillage longitudinal du poteau circulaire lié au noyau central

Tab .V.10 Ferraillage transversal des poteaux de rive encastré ou non au voile

Tab .V.11 Ferraillage transversal des poteaux intermédiaire lie ou non au voile

Tab .V.12 Ferraillage transversal des poteaux qui supportent l'espace vert

Tab .V.13 Ferraillage transversal des poteaux circulaire liés au noyau central

Tab .V.14 Ferraillage transversal des poteaux carré liés au noyau central

Tab V.15 Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux de rive encastré ou non au voile

Tab. V.16 Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux intermédiaire lie ou non au voile

Tab. V.17 Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux supportent l'espace vert

Tab .V.18 Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux carrés liés au noyau central

Tab .V.19 Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux circulaire liés au noyau central

Tab .V.20 Sollicitations des poutres principales 30x45

Tab .V.21 Sollicitations des poutres secondaires 30x40

Tab .V.22 Sollicitations des poutres secondaires 30x35

Tab .V.23 Ferraillage des poutres principales 30x45

Tab .V.24 Ferraillage des poutres secondaire de section 30x40

Tab.V.25 Ferraillage des poutres secondaires 30x35

Tab. V.26 : Dimensionnement des voiles du noyau central

Tab .V.27 Ferraillage longitudinal des voiles du sous-sol

Tab .V.28 Ferraillage longitudinal des voiles du R.D.C

Tab .V.29 Ferraillage longitudinal des voiles du 1er niveau

Tab .V.30 Ferraillage longitudinal des voiles du 2eme niveau

Tab .V.31 Ferraillage longitudinal des voiles du 3eme niveau

Tab .V.32 Ferraillage longitudinal des voiles du 4eme niveau

Tab .V.33 Ferraillage longitudinal des voiles du 5eme niveau

Tab .V.34 Ferraillage longitudinal des voiles du 6eme niveau

Tab .V.35 Ferraillage longitudinal des voiles du 7eme niveau

Tab .V.36 Ferraillage longitudinal des voiles du 8eme niveau

Tab .V.37 Ferraillage longitudinal des voiles du 9eme niveau

Tab .V.38 Ferraillage longitudinal des voiles du 10eme niveau

Tab .V.39 Ferraillage longitudinal des voiles du 11eme niveau

Tab .V.40 Ferraillage longitudinal des voiles du 12eme niveau

Tab .V.41 Ferraillage longitudinal des voiles du 13eme niveau

Tab.V.42 : Dimensionnement des voiles extrêmes

Tab .V.43 Ferraillage longitudinal des voiles du sous-sol

Tab .V.44 Ferraillage longitudinal des voiles du R.D.C

Tab .V.45 Ferraillage longitudinal des voiles du 1er niveau

Tab .V.46 Ferraillage longitudinal des voiles du 2 ^{eme} niveau

Tab .V.47 Ferraillage longitudinal des voiles du 4 ^{eme} niveau

Tab .V.48 Ferraillage longitudinal des voiles du 5 ^{eme} niveau

Tab .V.49 Ferraillage longitudinal des voiles du 6 ^{eme} niveau

Tab .V.50 Ferraillage longitudinal des voiles du 7 eme niveau
Tab .V.51 Ferraillage longitudinal des voiles du 8eme niveau
Tab .V.52 Ferraillage longitudinal des voiles du 9eme niveau
Tab .V.53 Ferraillage longitudinal des voiles du 10eme niveau
Tab .V.54 Ferraillage longitudinal des voiles du 11eme niveau
Tab .V.55 Ferraillage longitudinal des voiles du 12eme niveau
Tab .V.56 Ferraillage longitudinal des voiles du 13eme niveau
Tab.V.57 : Dimensionnement des voiles d'ascenseur
Tab .V.58 Ferraillage longitudinal des voiles du sous-sol
Tab .V.59 Ferraillage longitudinal des voiles du R.D.C
Tab .V.60 Ferraillage longitudinal des voiles du 1er niveau
Tab .V.61 Ferraillage longitudinal des voiles du 2 eme niveau
Tab .V.62 Ferraillage longitudinal des voiles du 3 eme niveau
Tab .V.63 Ferraillage longitudinal des voiles du 4 eme niveau
Tab .V.64 Ferraillage longitudinal des voiles du 5 eme niveau
Tab .V.65 Ferraillage longitudinal des voiles du 6 eme niveau
Tab .V.66 Ferraillage longitudinal des voiles du 7 eme niveau
Tab .V.67 Ferraillage longitudinal des voiles du 8eme niveau
Tab .V.68 Ferraillage longitudinal des voiles du 9eme niveau
Tab .V.69 Ferraillage longitudinal des voiles du 10eme niveau
Tab .V.70 Ferraillage longitudinal des voiles du 11eme niveau
Tab .V.71 Ferraillage longitudinal des voiles du 12eme niveau
Tab .V.72 Ferraillage longitudinal des voiles du 13eme niveau
Tab .V.73 Les résultats de calcul de (MPa)
Tab V.74 Section et espacement des armatures horizontales
Tab .V.75 Les résultats de calcul de (MPa)
Tab V.76 Section et espacement des armatures horizontales
Tab .V.77 Les résultats de calcul de (MPa)
Tab V.78 Section et espacement des armatures horizontales
Tab .V.79 Les résultats de calcul de (MPa)
Tab V.80 Section et espacement des armatures horizontales
Tab .V.81 Les résultats de calcul de (MPa)
Tab V.82 Section et espacement des armatures horizontales
Tab .V.83 Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.84 Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.85 Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.86 Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.87 Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.88 Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.89 Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.90 Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.91 Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.92 Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.93 Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.94 Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.95 Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.96 Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.97 Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.98 Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.99 Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.100 Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.101 Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.102 Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.103 Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.104 Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.105 Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.106 Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.107 Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.108 Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.109 Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.110 Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.111 Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.112 Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.113 Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.114 Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.115 Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.116 Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.117 Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.118 Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.119 Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.120 Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.121 Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.122 Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.123 Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.124 Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.125 Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.126 Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.127 Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.128 Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.129 Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.130 Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.131 :Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.132 : Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.133 : Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.134 : Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.135 : Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.136 : Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.137 : Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.138 : Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.139 : Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.140 : Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.141 : Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.142 : Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.143 : Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.144 : Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.145 : Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.146 : Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.147 : Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.148 : Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.149 : Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.150 : Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.151 : Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.152 : Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.153 : Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.154 : Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.155 : Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.156 : Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.157 : Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.158 : Section et espacement des armatures horizontales

Tab .V.159 : Les résultats de calcul de (MPa)

Tab V.160 : Section et espacement des armatures horizontales

Tab V.161 : L'espacement pour les voiles du noyau central

Tab V.162 : L'espacement pour les voiles extrême

Tab V.163 : L'espacement pour les voiles d'ascenseur

Tab VI.1 : Les sollicitations N et T pour les deux type de voile périphérique

Tab. VI.2 : Les moments dus à la pression latérale

Tab .VI.3 : Ferraillage du voile périphérique

Tab .VI.4 : La section finale d'armature choisie

Tab .VI.5 : Vérification au cisaillement

Tab VI.6 : Vérification des contraintes de béton et d'acier sur l'appui

Tab VI.7 : Vérification des contraintes de béton et d'acier sur travée

LISTE DES SYMBOLES

f_{cj} **:** résistance en compression à j jour du béton

f_{tj} **:** résistance à la traction à j jour du béton

E_{ij} **:** module de déformation longitudinale du béton

E_{vj} **:** module de déformation différé du béton

***G*:** Module de déformation transversale

: coefficient de poisson

f_{bu} **:** résistance conventionnelle ultime à la compression

ξ_{bc} **:** déformation unitaire du béton.

σ_{bc} **:** contrainte de compression dans le béton,

: est un coefficient de sécurité

θ: est un coefficient en fonction de la durée d'application de l'action considérée

: Contrainte admissible du béton en compression.

: Contraintes limites de cisaillement

f_{su} **:** résistance caractéristique ultime de l'acier

: contrainte admissible d'acier

fe : limite d'élasticité des aciers utilisés

η : coefficient de fissuration

N_u : est l'effort normal ultime

B_r : est la section de béton réduite du béton

λ : l'élancement de l'élément poteau

f **:** la flèche admissible

p : l'action sismique horizontale

: longueur de flambement

e_0 : est l'excentricité de premier ordre, avant application des excentricités additionnelles

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales après l'exécution

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

φ : le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation initiale instantané sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à **2**

: moment réduit

: section d'armature comprimée

: section d'armature tendue

S_t: escapement des armatures

: section d'armature de répartition

$_0$ **:** moment fléchissant dans la travée

: Le moment maximal en travée dans la travée considérée

: La valeur absolue du moment sur appui de gauche dans la travée considéré.

: La valeur absolue du moment sur appui de droite dans la travée considéré.

: moment capable de la table de compression

mi : section minimale d'armature

$_t$ **:** diamètre d'armature transversale

f_{pi}**:** Flèche instantané due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément considéré.

f : La flèche différée dues à l'ensemble des charges permanentes.

f **:** La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : Flèche instantanée due à charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements et cloisons.

: position de l'axe neutre

0 : moment d'inertie de la section totale rendue homogène

: Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes

$_j$: Le moment dû aux charges permanentes appliquées à la mise en œuvre des revêtements

Mp : Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation

$_{fip}$, $_{fij}$, $_{fi}$, **et** $_f$: sont les inerties fissurées

: Le moment de torsion ultime

: Le diamètre du grand cercle inscriptible dans le contour extérieur de la section

: L'aire du contour tracé à mi- épaisseur des parois

T_k : le période du mode K

N : le nombre de niveau au-dessus du sol

G : centre de gravité

R : centre e rigidité

V : effort tranchant

: moment de renversement

δk : Les déplacements horizontaux absolus

Δk : les déplacements relatifs

R : Coefficient de comportement

Q **:** facteur de qualité

η **:** facteur de correction d'amortissement

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement

A_t : section d'armature minimale

: la contrainte d'adhérence d'entraînement

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau

$_f$: moment fictif

A : section d'armature fictive

Y_{ser} : la distance entre le centre de pression à l'axe neutre de la fibre supérieure de la section la plus comprimé

Introduction générale

Introduction générale

Depuis la nuit des temps l'être humain a toujours cherché à s'abriter des différents agressions de la nature, et cela a induit à ce qu'il cherche d'avantage de trouver un endroit ou il peut rester à l'aise au confort. Pour arriver à ces fins, il a cherché à trouver les matériaux les plus adaptés, pour assurer ces fonctions, de tel, il est passé des cavernes à la terre crue puis son évolution a atteint des stades majeurs ou aujourd'hui on utilise du béton, béton armé, béton cellulaire… etc.

Comme le béton armé est utilisé souvent pour la réalisation des structures, il existe différents moyens de remplissage et ce afin que la structure soit prête à l'exploitation.

Parmi ceux là, le béton cellulaire, qui a révolutionné avec ces différents avantages cette phase de l'ouvrage. Il est nécessaire d'abord de connaitre ce que c'est ce matériau.

1. Historique

La première invention, qui date de 1880, est attribuée à ***W. Michaelis***. Ce dernier a mis en contact un mélange de chaux, de sable et d'eau avec de la vapeur d'eau saturée sous haute pression et ainsi parvenu à donner naissance à des silicates de calcium hydratés hydrorésistants.

La seconde invention concerne l'expansion des mortiers. En1889, cette invention a été octroyée à ***E. Hoffmann***. En 1924, le Suédois ***J.-A. Eriksson*** débute la production et la commercialisation du béton cellulaire, composé d'un mélange de sable fin, de chaux et d'eau, auquel il ajoute une petite quantité de poudre de métal. Trois ans plus tard, il combine ce processus à l'autoclave, tel que décrit dans le brevet de ***Michaelis***. Enfin, une troisième étape a permis de parvenir au béton cellulaire d'aujourd'hui : la fabrication en série d'éléments de petits et de grands formats, ainsi que celle d'éléments armés (des armatures métalliques protégées contre la corrosion sont déposées dans le moule avant la coulée). Pour ce faire, une méthode de production a été développée après 1945. Les produits sont coupés aux dimensions souhaitées au moyen de fins fils d'acier très tendus, ce qui permet d'obtenir des produits finis de grande précision.

2. présentation des matériaux

Le béton cellulaire est un produit à base de matières premières provenant exclusivement de matériaux minéraux. C'est un produit que l'on classe dans la catégorie des matériaux de construction dits «propres», dans la mesure où 100 $g$de matière suffisent à produire 1 m^2 de maçonnerie de 25 cm d'épaisseur conforme aux réglementations en vigueur

pour la construction de maisons individuelles. La fabrication de $1\,m$ de béton cellulaire ne nécessite que 250 W.

Un matériau non polluant : la fabrication du béton cellulaire ne libère aucun produit polluant, que ce soit dans l'air, dans l'eau ou dans la terre. De plus, grâce à un recyclage à chaque phase de la fabrication, il n'y a pas de gaspillage de ressources (matières premières, eau, énergie).

Un matériau moderne : la fabrication du béton cellulaire est industrialisée et permet la production d'un matériau de construction fini aux dimensions précises, aisé à mettre en œuvre. Un matériau léger, solide et isolant : le béton cellulaire est rempli d'une multitude de bulles d'air emprisonnées dans des cellules qui lui confèrent légèreté, pouvoir d'isolation thermique et acoustique, ainsi qu'une solidité permettant la réalisation de constructions d'une grande diversité.

Il existe différents type du béton cellulaire, on s'intéresse au béton cellulaire ***NEOPOR***, qui a beaucoup d'avantages par rapport non seulement aux autres bétons cellulaires destinés au remplissage, mais aussi par rapport aux moyens actuels tels que la brique creuse utilisé souvent et le parpaing.

3. Objet

L'objet de cette étude est d'étudier une tour $+13$ contreventé par un noyau central, et donné une illustration sur ce nouveau matériau dit : béton cellulaire ***NEOPOR*** et donner quelques avantages dans le chapitre suivant sur ce matériau.

Toute fois il faut noter que ce béton cellulaire sera présenté comme un matériau de construction révolutionnaire et que toutes les informations le concernant seront exposées dans le chapitre suivant. **Fig1 : blocs en béton cellulaire NEOPOR**





CHAPITRE I

Présentation du projet

Chapitre I : Présentation du projet

I.1 Introduction

Notre projet consiste à étudier une tour à usage multiple, proposée par la société d'étude technique et d'architecture de Médéa. Cet ouvrage est de forme octogonale où la surface de la bâtisse est de 2482 m^2 et son périmètre est de 182.50 m, constitue de 4 blocs ou symétriques deux à deux et ont les mêmes plans sur les différents niveaux. Le nombre de niveaux est de 15, dont 1 sous-sol à usage de parking portant 64 véhicules, le rez-de-chaussée à usage commercial ayant 44 locaux, le 1er niveau à usage commercial et libérale ayant 24 bureaux pour différentes activités, le 2ème niveau à usage d'habitation ayant 8 appartements 3 de 68.57 m^2 chacun, et à partir du 3ème nivaux c'est l'étage courant à usage d'habitation lui aussi avec des appartements 3 d'une superficie de 69.78 m^2.

Ce bâtiment est d'usage mixte, c'est un ouvrage qui appartient à la catégorie ouvrage abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes, classé par les règles ***RPA99v2003*** selon l'article 3.2 comme ***ouvrage de grande importance*** appartenant au groupe ***1B***.

Etant donnée sa grande hauteur, le bâtiment est contreventé par un noyau rigide en béton armé avec d'autres voiles extrêmes qui reprennent la totalité de l'effort tranchant et ce selon le ***RPA99-v200***3, on prévoit des ouvertures pour la luminosité et l'aération des locaux internes.

Il est implanté à la région nommée *Ain d'hab* dans la commune de Médéa. Appartenant à la zone sismique ***II-b,*** de moyenne sismicité, sur un sol meuble de classe ***S3,*** constitue d'épaisses couches d'argile sableux rougeâtre de contrainte admissible égale à $= 1 \quad ar$

Notre structure est représentée dans la figure I.1 suivante :



Fig. I.1 : Façade de la structure

I.2 Caractéristiques géométriques de la structure

- **Dimensions en élévation :**

• Hauteur d'étage courant	3.24 m
• Hauteur du RDC et 1er étage	3.74 m
• Hauteur du sous-sol	3.74 m
• Hauteur total	46.36 m

Dimensions en plan :

- De forme octogonale le sous- sol, le RDC et le 1er niveau ont la forme géométrique illustrée dans les figures. I.2 et I.3 et I.4 suivantes :



Fig. I.2 : Vue en plan du SS

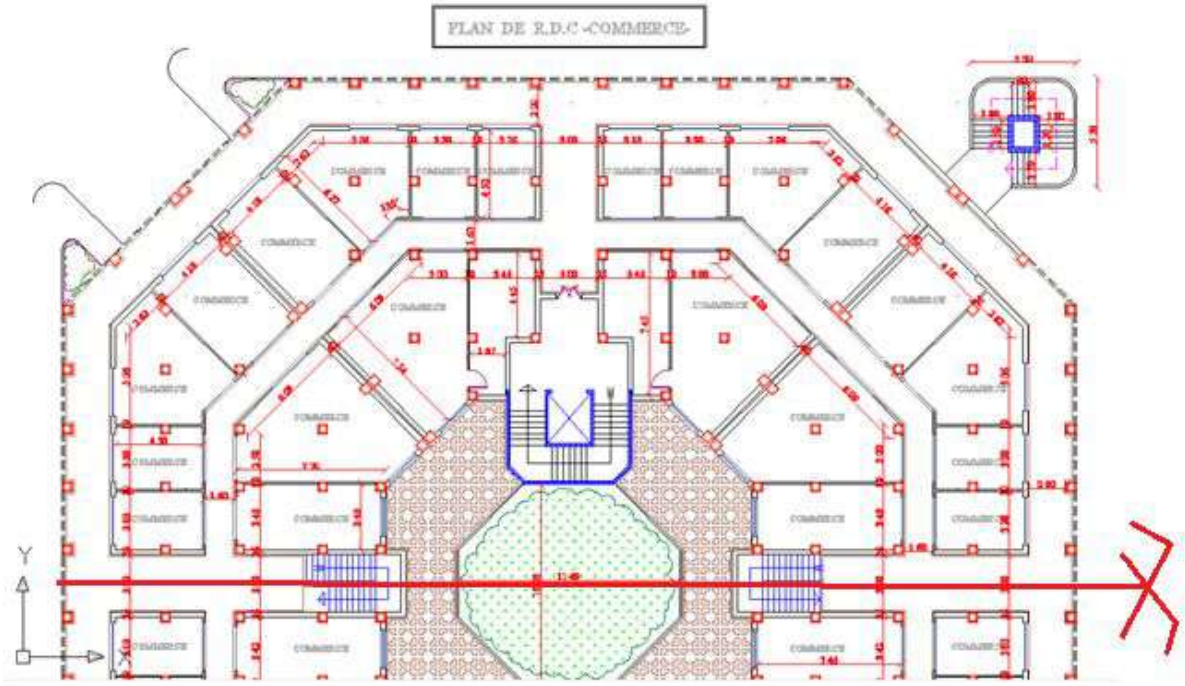


Fig. I.3 : Vue en plan du RDC

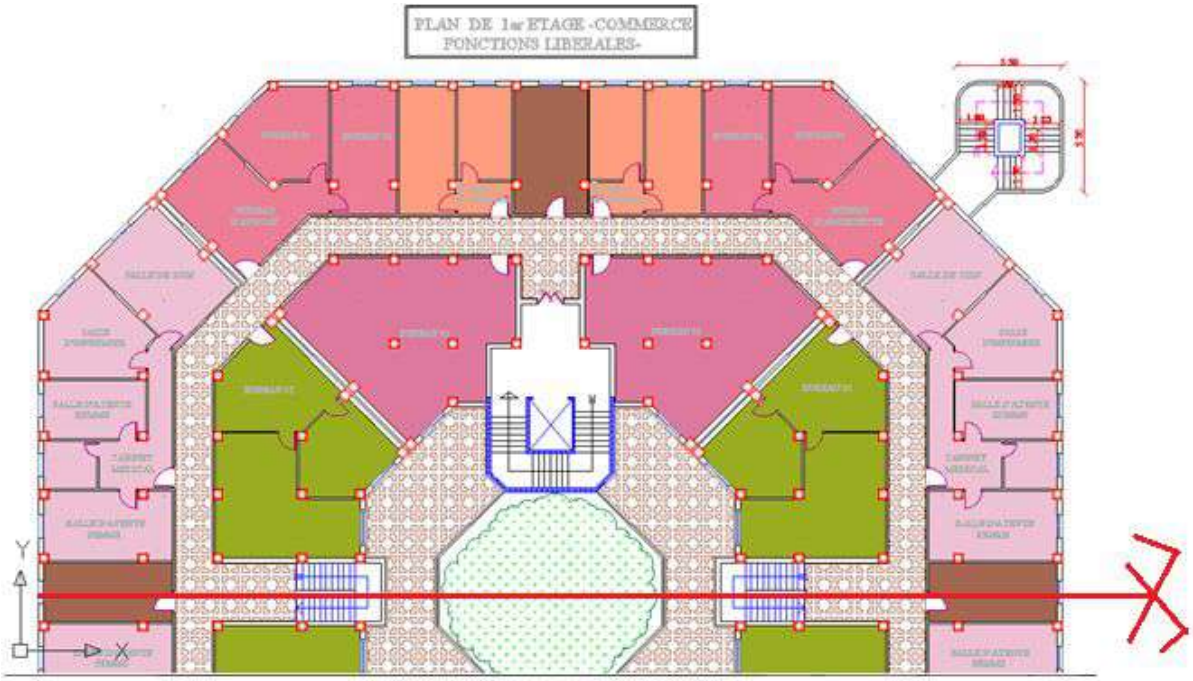


Fig. I.4 : Vue en plan du 1er niveau

- De forme plus complexe, l'étage courant a une forme géométrique comme illustré dans la figure Fig. I.5 suivante :

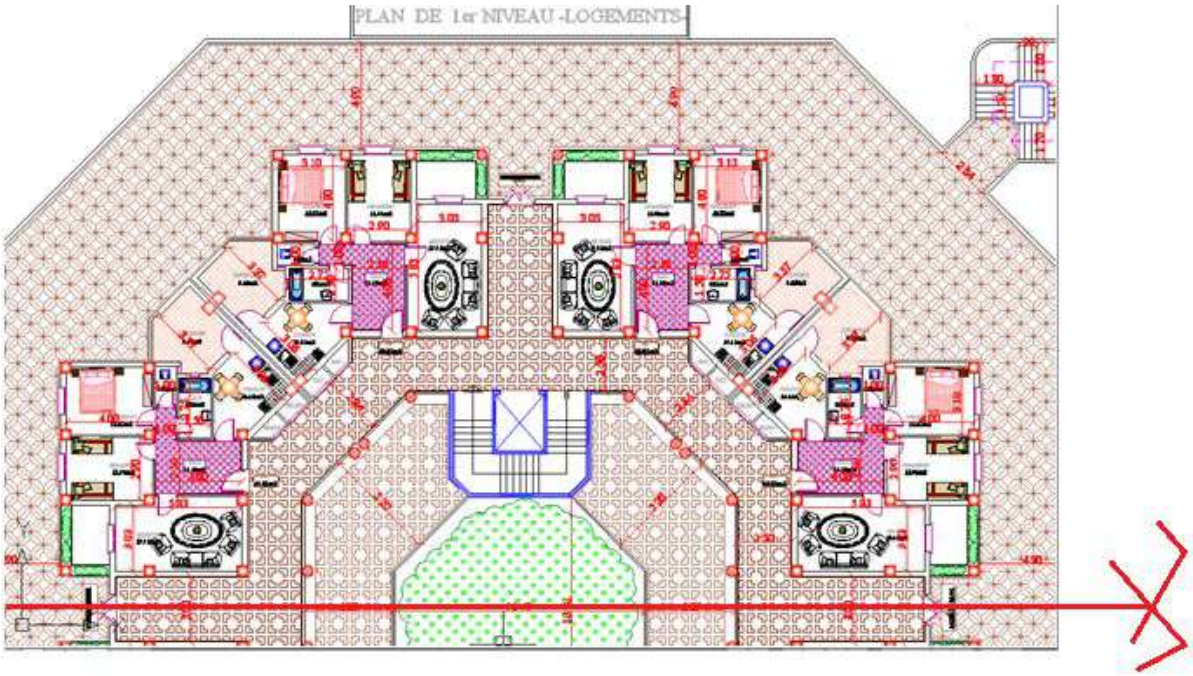


Fig. I.5 : Vue en plan étage courant

- La forme de terrasse de la tour est illustrée dans la figure I.6 suivante :

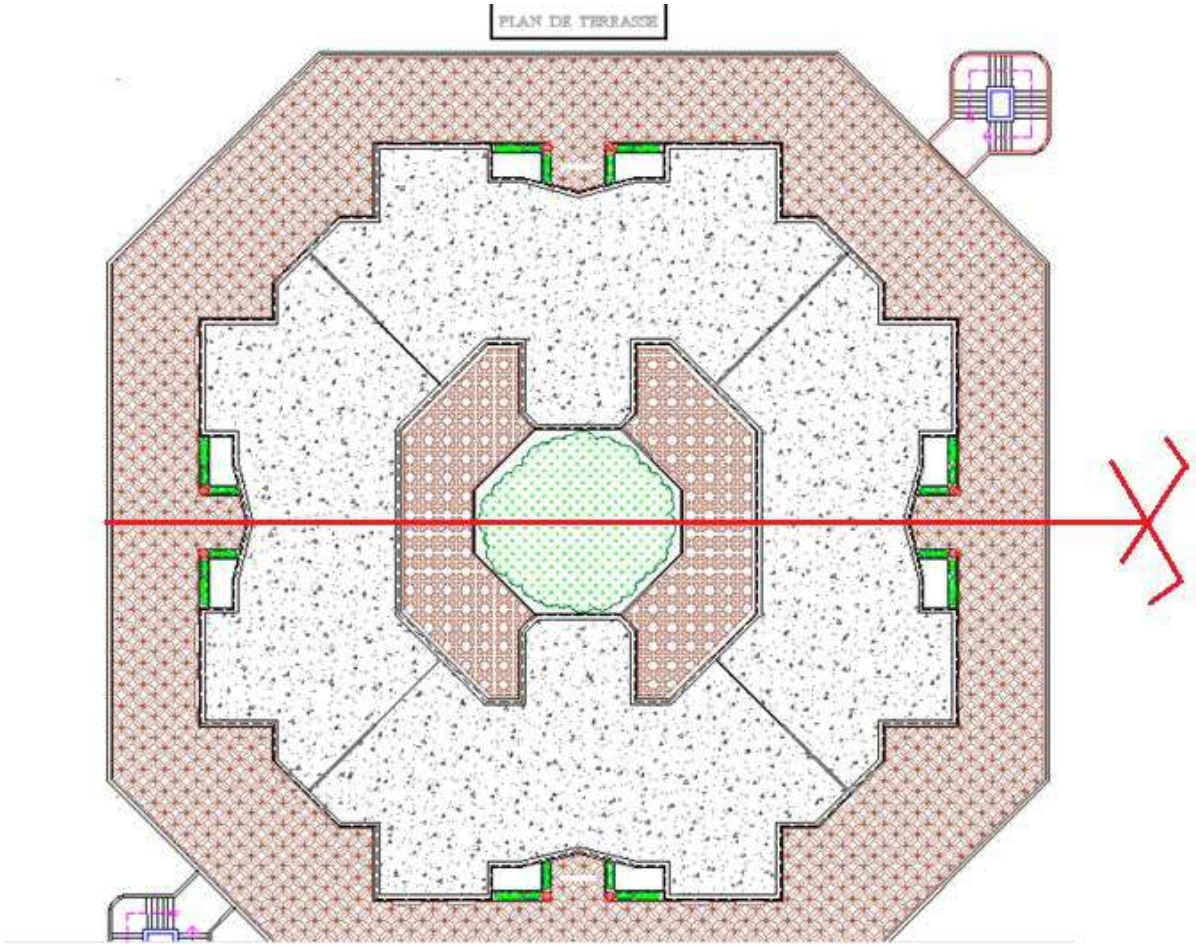


Fig. I.6 : Vue en plan de la terrasse

I.3 Eléments de l'ouvrage

I.3.1 L'ossature

Quand on parle d'ossature, on parle de la stabilité de toute la structure, pour cela il faut que celle-ci soit bien capable de reprendre toutes les sollicitations aux quelles elle sera soumise.

Pour assurer cette fonction il faut opter pour avoir un comportement harmonique entre tous les éléments qui constituent cette ossature. Dans notre cas on a 3 éléments principaux : poteaux qui sont destiné à porter tous l'ouvrage et transmettre les charges aux fondations qui a leurs tours les transmettront au sol, les poutres qui sont destinées à transmettre les charges

de chaque niveau aux poteaux adjacents, et les voiles qui sont destinés à reprendre les sollicitations horizontales tels que le séisme et le vent.

I.3.2 Le contreventement

Le contreventement est un élément ou plusieurs éléments en béton armé qui sont destinée à la reprise des sollicitations horizontales principalement le séisme et éventuellement le vent.

Dans le cadre de l'application du règlement parasismique algérien (RPA99. V2003) notre structure est contreventée par un noyau central en béton armé.

I.3.3 Plancher

La définition primaire de ceci est un assemblage de planchers recouvrant un sol d'une habitation, et comme il existe d'autres types de planchers, de nos jours c'est une nomination à tous les éléments séparant deux niveaux sous-jacents entre eux, la tache de celui-ci, est principalement de séparer les niveaux, son rôle dans la structure est de transmettre les charges d'exploitations aux poutres qui les transmettrons elles mêmes aux poteaux.

Il existe d'autre fonctions tels que :

- La commodité thermique et acoustique et ceci en ayant une bonne isolation des deux.
- On peut en bénéficier également de sa forme géométrique (dalles creuses) en utilisant les ouvertures pour des gaines (électricité et aération).

Il faut savoir aussi comment choisir le type de plancher à utiliser, et ceci dépend de plusieurs paramètres tel que les charges aux - quels il subit, la géométrie, et les avantages de l'une par rapport à l'autre, toute fois, structurellement le plancher doit assurer son rôle comme étant un diaphragme rigide, pour permettre aux éléments porteurs verticaux une harmonie dans leurs comportement.

Dans notre cas on utilisera les deux types de planchers et avec justification du choix et dimension de celui-ci en chaque cas.

I.3.4 Fondations

Les fondations sont des éléments qui ont comme rôle principale la transmission des charges induites par la structure au sol, autrement dit c'est le support de la structure.

Pour connaitre quel type doit- on utiliser pour les fondations, il faut savoir avant que celle-ci ne dépond pas seulement des charges quelle subit, mais aussi et sur tout du type du sol sur lequel elle se repose, et cela pour assurer une interaction sol structure parfaite.

Le choix auquel on a opté dans notre projet est un radier général et ce à cause du nombre d'étage qui est assez grand et les charges plus tôt importantes vus les différents usages aux quelles la structure est destinée.

I.3.5 Les murs

Un mur est l'élément ou la composition de plusieurs éléments tel que le parpaing la brique creuse, le béton cellulaire pour former un élément servant à séparer des locaux ou à faire le périmètre de ceux là, qui seront liée avec un ciment colle, ou un mortier traditionnel.

Dans notre cas on n'utilisera pas de remplissage classique tel que le parpaing ou la brique creuse, mais plutôt un béton cellulaire nommé : NEOPOR CLC (Cellular Lightweight Concrete) autrement dit : le béton cellulaire léger. Qui est destiné spécialement au remplissage et bien sur présentant plus d'avantages que le remplissage classique qui se fait en brique creuse (terre crue) et en parpaings.

Les murs extérieurs et intérieurs tous deux se faisant avec le NEOPOR CLC, la différence et au niveau de l'épaisseur de chaque mur.

I.3.6 Les balcons

Par définition le balcon est une saillie pratiquée sur la façade d'un bâtiment et entourée d'une balustrade. Dans notre cas on aura des balcons plus au moins complexes de forme géométrique et le type de balcon sera principalement ou en dalle pleine ou en corps creux, ce choix sera étudié en détail.

I.3.7 Escalier

Les escaliers sont généralement des éléments en béton armé qui servent à se déplacer entre niveaux. Dans notre cas on a trois type d'escaliers : ceux placés à l'intérieur de l'immeuble qui ont comme point de départ depuis le sous-sol et point d'arrivée le dernier niveau de l'immeuble, il est de forme ***U*** avec un ascenseur au milieu. Et un $2^{ème}$ type se trouvant à l'extérieur de l'immeuble qui a comme point de départ le RDC et point d'arrivée le 1^{er} niveau. Celui-ci est de forme ***O***, servant à éviter l'entrée principale pour atteindre les étages à usage d'habitation, et le troisième de type balancé se trouvant à l'intérieur du bâtiment, ayant le point de départ le RDC et point d'arrivée 1^{er} niveau.

I.3.8 Ascenseur

Dans toute la bâtisse il y en a deux ascenseurs, mais on s'intéresse à un seul bloc dans notre étude, partant lui aussi du sous-sol jusqu'au dernier étage ayant comme dimension 2.20m * 2.60m il est assez spacieux peuvent atteindre une charge max de 4 personnes.

I.3.9 Acrotère

C'est un mur situé en bordure de toitures terrasses pour permettre le relevé d'étanchéité. Il peut aussi servir à d'autres fins telles que la prise d'un poids si jamais il y aura un revêtement à faire de la façade pour la suspension de l'échafaudage.

Dans notre projet il sera fait en béton armé, et avec une hauteur de 0.60 m.

I.4 Resistance du béton

- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours :

$$_{c} = 25\ MPA$$

- La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours :

$$_{t} = 0.6 + 0.06\ _{c} = 2.1\ MPA$$

- Le module de déformation longitudinale instantanée du béton à 28 jours, pour les charges dont la durée d'application est inférieur à 24 heures :

$$_{i} = 11000\ \sqrt{\ _{c}} = 32164.2\ MPA$$

- Le module de déformation différée du béton à 28 jours, pour les charges de longue durée :

$$= 3700\ \sqrt{\ _{c}} = 10818.9\ MPA$$

- Le coefficient partiel de sécurité pour le béton :

$_{b} = 1.5$ Pour combinaisons normales.

$_{b} = 1$ Pour combinaisons accidentelles.

Le coefficient prenant en compte la durée d'application des charges :

$= 1$ Si t > 24h

$= 0.9$ Si 24h < t < 1h

$= 0.85$ Si t < 1h

- La résistance de calcul de béton à l'ELU: comme le calcul se fait généralement pour des applications des actions supérieurs à 24h alors = 1.

$$_b = 0.85 \quad \frac{c}{b} = 14.17\ MPA$$

- La contrainte limite de compression du béton à l'ELS:

$$_{bc} = 0.6 \ _c = 15\ MPA$$

- Le poids volumique du béton:

$$= 24.2\ KN/m$$

- Le poids volumique du béton armé :

$$= 24.2 + 1.5 = 25.7\ KN/m$$

- Le coefficient d'équivalence acier-béton à long terme :

$$n = \frac{s}{b} = 15$$

- Contrainte limite de cisaillement : (Tab. I.1)

Tab. I. 1 : Tableau des contraintes limites de cisaillement

	Contraintes limites de cisaillement (MPA)	**Application numérique pour f_{c28} =25 MPA**
Fissuration peu préjudiciable	pas de limitations	
Fissuration préjudiciable	$= \min \frac{0.2 \ _c}{b} ; 5\ MPA$	*= 3.33 MPA*
Fissuration très préjudiciable	$= \min \frac{0.15 \ _c}{b} ; 4\ MPA$	*=2.5 MPA*

I.5 Classification du matériau acier

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 ٪ de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 ٪ de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : E_s=200 000 MPa.

I.5.1 Caractéristiques mécaniques

Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e sera résumé dans le tableau Tab. I.2 suivant :

Tab. I.2 : Limite d'élasticité d'acier

Type	**Nuance**	f_e ***(MPA)***	**Emploi**
Ronds lisses	F_eE 22 F_eE 24	216 235	Emploi courant Epingle de liage des pièces préfabriquées
Barre HA (Tor : T)	F_eE 40 20 mm ≤ 20 mm F_eE 50	392 412 500	Emploi courant comme barre porteuse, ou de répartition.
Barre HA (Treillis soudés : TS)	6 mm ≤ 6 mm	441 520	Utilisé comme armatures des hourdis, des dalles et des voiles

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de F_eE40.

f_e =400 MPa.

I.6 Spécifications techniques du béton mousse NEOPOR

I.6.1 Description générale

Le béton-mousse NEOPOR est un béton cellulaire non autoclave. Connu dans les pays anglo-saxons sous le nom de *Cellular Lighweight Concrete*, ce matériau contient ciment, sable et microbulles d'air (diamètre environ 0,8 mm) confectionnées à l'aide d'un générateur de mousse et d'un liquide moussant fabriqué par la société allemande NEOPOR SYSTEM GmbH.

Apprécié surtout pour ses qualités thermiques et ses facilités de mise en œuvre, ce matériau peut être utilisé sous différentes densités, pour la fabrication et la confection d'éléments de structure, tels que blocs ou voiles porteurs ou non-structuraux, blocs et carreaux pour murs et cloisons, chapes sur planchers d'étage et planchers-terrasses et sous revêtement de salles de sport, protection incendie de poteaux métalliques, etc

En outre, ce matériau contribue au développement durable par ses nombreuses qualités, notamment :

1- Durable et recyclable à 100%
2- Ininflammable et efficace en terme de sécurité anti-feu
3- N'utilise ni four ni autoclave, gros consommateurs d'énergie
4- Confère une forte inertie thermique aux murs de façade, permettant ainsi d'économiser l'énergie et d'accroître le confort thermique,
    - En été, en retardant l'accès, à l'intérieur, de la température extérieure
    - En hiver, en conservant chaleur intérieure, le jour pour la restituer, la nuit
5- Ne produit aucune réaction chimique et n'a donc aucun impact sur la santé et l'environnement

Par ailleurs, ce matériau :

- Nécessite un investissement très peu coûteux et un seul additif sous forme de liquide moussant dans des proportions variant selon la densité du béton souhaitée
- Peut être fabriqué sur site selon des procédés identiques à ceux d'un béton ordinaire, simplement en intégrant un générateur de mousse aux équipements de malaxage déjà existants ; il peut, en outre, être transporté à l'aide de camions malaxeurs.
- Autorise des assemblages directs par clous ou vis standard avec une densité ne dépassant pas 1500 kg/m^3, en raison de l'absence de gravillons, ce qui facilite la pose des réservations à l'intérieur des coffrages,
- Assure une adhésion ferme de tout revêtement de façade ou d'enduit en plâtre
- Accroît indéfiniment sa résistance avec l'âge
- Ne nécessite pas de vibration en cas de moulage ou de coffrage vertical et permet une cure à l'air libre et un décoffrage rapide avec addition d'un accélérateur de prise
- Permet un sciage aisé des blocs et carreaux ainsi que le clouage, par exemple pour fixer des tableaux au mur. www.texor.net

I.6.2 Domaines d'utilisation

Dans notre étude on utilisera ce matériau pour le remplissage, c'est à dire pour les cloisons de séparation interne et les murs externes, pour connaitre quel type doit on adopter pour notre usage, on fait référence à la densité à obtenir et sa destinée, on présentera les différentes densités et leurs destinations dans le tableau. I.3suivant :

Tab. I.3 : Proportion du béton NEOPOR

Masse volumique (*Kg/m³*)	**Sable (sec) (*Kg*)**	**Ciment (*Kg*)**	**Eau (*Kg*)**	**NEOPOR (*L*)**
1600	1132	390	140	0.50
1400	944	380	135	0.64
1200	780	350	125	0.79
1000	580	350	125	0.93
800	440	300	105	1.05
600	295	250	87	1.26
400	-----	330	115	1.35

Il faut juste savoir que :

1*L* Neopor = 1.1 *Kg* 1 *L* Neopor produit 580 *L* de mousse. Masse de la mousse = 72 *g/L*

Le rapport *E/C* doit être 0.35 avant d'ajouter la mousse.

Selon sa densité le béton cellulaire NEOPOR à plusieurs usages et ce comme suit :

- $400 \leq \quad \leq 600$: isolation thermique, et remplissage avec des blocs de béton manufacturé sous certaines conditions.
- $800 \leq \quad \leq 1000$: murs non porteurs, isolation thermique et blocs de béton manufacturé et pour des structures in situ sous certaines conditions.
- $1000 \leq \quad \leq 1600$: murs porteurs, planchers, structures in situ, béton projeté et peut aussi être utilisé comme mur non porteur, isolation thermique et blocs de béton manufacturé sous des conditions.

Dans notre étude on l'utilisera uniquement pour le remplissage et en bénéficiera de sa bonne isolation thermique et acoustique.

Tout d'abord il faut bien constater que la quasi-totalité des bâtiments d'habitation utilisent la brique creuse 8 trous (10 x 20 x 30) pour la construction des murs de façade à double-paroi et des cloisons de séparation, le parpaing creux en béton étant normalement réservé aux clôtures, garages, dépôts, etc. L'avantage d'une utilisation du carreau de béton NEOPOR (10 x 25 x 50 par exemple) permet de doubler la cadence de réalisation des murs pour la simple raison que la surface du carreau est le double de celle de la brique et que sa manutention ne présente pas de problème particulier (poids *12,5 kg* et *15 kg* avec *d = 1000 kg/m³* pour le remplissage et *1200* comme élément de structure. De plus le carreau de béton

NEOPOR peut être jointoyé à l'aide d'un mortier colle (épaisseur *2 mm* au lieu de *1,5 cm* pour un mortier traditionnel) très rapide à poser à l'aide d'une truelle spéciale (pelle crantée).

Pour le choix d'une densité, je conseillerais d'adopter une densité de *1000 kg/m3* (pour la résistance aux chocs, détériorations, etc.) pour le doublage extérieur, *800* pour la contre-cloison et *1000* pour la cloison de séparation (pour une bonne inertie favorisant l'isolation acoustique et le confort thermique).

Et finalement les dimensions des murs seront de :

- Doublage extérieur en carreaux de béton NEOPOR de 10 x 25 x 50 (densité 1000 kg/m^3 poids 12,5 kg)
- Contre-cloison en blocs de béton NEOPOR de 15 x 25 x 50 (densité 800 kg/m^3 poids 15 kg)

➢ **Sable**

Un sable roulé naturellement par l'eau ou le vent donne généralement de meilleurs résultats qu'un sable de concassage, car celui-ci peut détruire une partie des micro-bulles d'air avec ses bords tranchants. Sables de mer et de désert devront être lavés et criblés dans des stations de lavage et de criblage.

- Jusqu'à 400 kg/m^3 : Diam. maximum 1 mm et entre 15 et 20% minimum de fines
- De 800 à 1000 kg/m^3 : Diam. maximum 2 mm et entre 15 et 20% de fines
- De 1200 à 1600 kg/m^3 : Diam. max. 4 mm et entre 15 et 20% de fines
  (0,063 mm < Diamètre fines < 0,200 mm selon DIN 4022)

➢ **Ciment**

- Ciment composé CPJ - CEM II / A / 42,5 pour les ouvrages non enterrés
- Ciment CEM III / A ou HTS pour les ouvrages enterrés dans des sols agressifs www.neopor.com

I.6.3 Justification du choix du matériau

Pour justifier le choix de ce matériau on a opté pour établir une étude comparative entre le béton mousse NEOPOR, à usage de remplissage et les matériaux classiques utilisés à cette fin, dont il s'agit de la brique creuse d'argile cuite, le parpaing creux en béton ordinaire et au bloc (parpaing plein) de béton gaz SIPOREX.

I.6.3.1 Comparaison entre le béton mousse NEOPOR et le parpaing creux

Comparé à un mur de structure en parpaings creux de béton ordinaire de 20 x 20 x 50, un mur de structure en blocs de béton-mousse de 20 x 20 x 40 – ou un voile coulé sur place - de densité 1200 kg/m3 offre les avantages suivants:

- Le déphasage du mur en blocs de béton-mousse est 2 fois supérieur à celui du mur en parpaings creux en béton ordinaire; donc le mur en blocs de béton-mousse est 100 % plus performant en termes de consommation d'énergie que le mur en parpaings creux de béton ordinaire.Les blocs de béton-mousse sont montés à l'aide de joints de mortier-colle de 1,5 à 2 mm (réduction des ponts thermiques) et d'enduits plus minces, du fait de leur texture plus lisse et de leur surface plus régulière.
- Les moules pour la fabrication des blocs de béton-mousse sont plus faciles à réaliser du fait même de leur forme simplifiée.

- Les blocs de béton-mousse n'utilisent pas de gravillons produits à l'aide de concasseurs gros consommateurs d'énergie et nuisant à la santé et à l'environnement (bruit, poussières toxiques et dégradation des sites).

I.6.3.2 Comparaison entre le béton mousse NEOPOR et la brique creuse d'argile cuite

Comparée à une double-paroi en briques creuses 8 trous d'argile cuite de 10 x 20 x 30, une double-paroi en carreaux de béton-mousse de 10 x 40 x 50 et de densité 800 kg/m3 offre les avantages suivants:

- Le déphasage de la double-paroi en béton-mousse est 1,2 fois supérieur; donc la double-paroi en béton-mousse est 20 % plus performante, en termes de consommation d'énergie, que la double-paroi en briques creuses.
- Les carreaux de béton-mousse sont 3,3 fois plus volumineux que les briques creuses, donc beaucoup plus rapides à monter.
- Les carreaux de béton-mousse sont montés à l'aide d'un mortier-colle de 1,5 à 2 mm d'épaisseur (au lieu de 1 à 1,5 cm) qui permet à la fois de consommer moins de mortier et de minimiser les ponts thermiques.
- Les parements extérieur et intérieur de la double-paroi en béton-mousse consomment beaucoup moins d'enduits du fait d'un équarrissage plus strict et d'une surface plus lisse des carreaux.

- La brique creuse utilise une argile cuite dans un four gros consommateur d'énergie et nuisant à la santé et à l'environnement (production de CO2).**I.6.3.3 Comparaison entre béton mousse NEOPOR au béton-gaz SIPOREX**

- Le bloc de béton-mousse NEOPOR peut être utilisé comme élément porteur (résistance à la compression de 6.5 à 17.5 MPa avec une densité de 1200 à 1600 kg/m3).
- Le bloc de béton-gaz SIPOREX ne peut servir que d'élément de remplissage (résistance à la compression de 4 MPa).
- A égalité de densité, les blocs de béton-mousse NEOPOR et de béton-gaz SIPOREX présentent pratiquement les mêmes qualités thermiques.
- La fabrication d'éléments en béton-mousse NEOPOR peut s'effectuer sur site avec curage du béton à l'air libre ou en usine (grosse production industrielle) avec curage du béton à la vapeur et, dans les deux cas, sans destruction des microbulles d'air.
- La fabrication d'éléments en béton-gaz SIPOREX ne peut s'effectuer qu'en usine et le curage du béton nécessite l'emploi d'un autoclave dont la haute température nuit au processus d'hydratation du ciment et provoque une destruction des bulles d'air, ce qui rend le matériau beaucoup plus sensible à l'humidité.
- L'autoclave utilisé pour la fabrication d'éléments en béton-gaz SIPOREX est un gros consommateur d'énergie (15 à 20 KW/m^3).
- Il est possible de planter des clous dans un bloc de béton-mousse pour suspendre des tableaux par exemple.

I.6.4 Justification sur le choix des dimensions

Ce choix permet :

- Dans le cas d'un système poteau-poutre, le montage des doublages extérieur et intérieur des murs de façade et des cloisons de séparation s'effectue en posant le carreau sur champ. Ainsi, on obtient une épaisseur de 10 cm.
- Dans le cas d'un mur de façade ou de refend porteur, on pose le carreau à plat, ce qui donne une épaisseur de 25 cm.

Bien entendu d'autres dimensions peuvent être adoptées mais il faut penser au :

- poids qui ne devrait pas dépasser un certain seuil au-delà duquel le carreau ne peut plus être considéré comme manu-portable

I.6.5 Etude et comparaison de l'isolation thermique entre le béton NEOPOR et la brique creuse

Pour montrer l'atout principale de ce matériau, où il s'agit de sa très bonne isolation thermique on a élaborer une comparaison entre le matériau le plus utilisé dans notre pays, (la brique creuse en terre cuite) et le béton mousse NEOPOR.

Comme exprimé précédemment la déperdition de chaleur se fait en majorité sur les murs de façade soit les murs extérieurs, c'est pour cela que cette comparaison se fera sur les mêmes caractéristiques des matériaux, le choix des épaisseurs des parois se fera de mêmes dimensions entre le béton NEOPOR et la brique creuse pour manifester l'avantage de ce matériau : www.neopor.com

I.6.5.1 Caractéristiques thermiques du mur de façade en béton NEOPOR à double paroi et lame d'air *:*

A/ Résistance thermique : (Tab. I.4)

Tab. I.4 : Résistance thermique d'une double cloison NEOPOR

Matériau	**Epaisseur**	**λ (W/ m^2.°C)**	**R = Ep/λ**
Paroi extérieure béton NEOPOR-d=1000 kg/m^3	0.100	0.320	0.313
Lame d'air	0.030	-	0.120
Paroi intérieure béton NEOPOR- d= 800 kg/m^3	0.15	0.210	0.714
Enduit extérieur mortier	0.010	1.150	0.009
Enduit intérieur plâtre	0.010	0.350	0.029
$\frac{}{} + \frac{}{i}$	-	-	0.170
TOTAL			**R =1,436 m^2.°C / W**

B/ Déphasage des ondes de température

Avant de calculer le déphasage de des ondes, il convient d'abord de définir ce que veux dire le mot déphasage :

Le déphasage est le temps exprimé en heures que met une onde température pour traverser une paroi. Si le matériau constitutif d'un mur de façade permet un décalage ou

déphasage suffisamment élevé pour renverser tout ou partie du flux de chaleur vers l'extérieur à la faveur de la baisse température survenant après le coucher du soleil, la quantité de chaleur entrant dans l'habitation sera réduite ; il fera donc moins chaud en été d'où une certaine économie de climatisation et un meilleur confort thermique.

Un déphasage élevé des parois internes de l'habitation permet aussi de stocker à l'intérieur de ces parois la chaleur solaire en hiver et de la resituer au cours de la nuit, permettant ainsi de réduire les consommations d'énergie de chauffage tout en améliorant le confort thermique.

Le confort thermique est la sensation de bien être ressentie dans une habitation à une certaine température répartie de manière égale dans tous les espaces de l'habitation.

Ainsi on pourra procéder au calcul du déphasage.

$$= \quad / \sqrt{\mathbf{2}} \quad .$$

- **Parois extérieure et intérieure (moyenne : $= \quad \mathbf{00} \quad g/m^3$) en béton NEOPOR**

- d : épaisseur des murs $m = 0.10 + 0.15 = 0.25\ m$
- ω : cycle journalier $\omega = \frac{}{1}$
- masse volumique moyenne : $= 900 \quad g/m$
- λ : conductivité thermique moyenne :

$$\lambda = \frac{0.210 + 0.320}{2} = 0.265 \frac{\mathrm{W}}{\mathrm{m}} .°\mathrm{C} = 0.228\ \mathrm{kcal/m}\ .°\mathrm{C}$$

- c : capacité thermique du béton cellulaire NEOPOR :

$$c = 1080 \frac{joules}{g} .° \quad = 0{,}3\ \frac{W}{g} .°$$

- Λ : Dé fusibilité thermique moyenne

$\Lambda = \lambda / \quad .c \ = \ 0{,}228 \ / \ 900 \ x \ 0{,}30 \ = \ 0{,}000844$

$$\eta \ = \frac{\mathrm{d}}{\sqrt{2\omega . \Lambda}} \ = \ \frac{0.25}{\sqrt{2 \quad \frac{\pi}{12} \quad 0.000844}} = \frac{0.25}{0.0210} = \quad . \quad \boldsymbol{h}$$

- **Enduit extérieur et intérieur**

- d : épaisseur total ($m = 0.02\ m$
- ω : cycle journalier $\omega = \frac{}{1}$

- masse volumique moyenne $= 1300 \frac{}{m}$
- λ : Coefficient de transmission thermique des enduits

$$\lambda = 1.150 \frac{\text{W}}{\text{m2}} . °\text{C} = 0{,}99 \frac{\text{kcal}}{\text{m2}} . °\text{C}$$

- c : capacité thermique du béton cellulaire NEOPOR : $c = 1080\, joules/\ \ g° = 0{,}3\, W\ \ /\ \ g°$
- Λ : Dé fusibilité thermique moyenne $\Lambda = \lambda /\ \ . c = 0{,}99 / 1300\ x\ 0{,}30 = 0{,}00253$

$$\eta = \frac{\text{d}}{\sqrt{2\omega . \Lambda}} = \frac{0.25}{\sqrt{2 \ \frac{\pi}{12} \ 0.00253}} = \frac{0.02}{0.0364} = \mathbf{0.5}\ \boldsymbol{h}$$

Déphasage des ondes de température entre la face extérieure et la face intérieure du mur de façade : $. + \mathbf{0.5} = \ \ \mathbf{24}\ \boldsymbol{h}$

NOTA :

Le déphasage le plus efficace en termes d'économie d'énergie est celui compris entre 10 et 12 heures car il permet d'obtenir la température la plus basse sur face intérieure lorsque la température est maximale sur face extérieure.

I.6.5.2 Caractéristiques thermiques d'un mur de façade en brique creuse

A/ Resistance thermique : (Tab.I.5)

Tab. I.5 : Résistance thermique d'une double cloison brique creuse

Matériau	Epaisseur(m)	λ (W/ m².°C)	R= Ep/λ
Paroi extérieure brique creuse 12 trous (15 cm)	0.150	0.500	0.300
Lame d'air	0.050	-	0.200
Paroi intérieure brique creuse 8 trous (10cm)	0.100	0.500	0.200
Enduit extérieur mortier	0.025	1.150	0.022
Enduit intérieur plâtre	0.025	0.350	0.071
$— + —_{\mathbf{i}}$	-	-	0.170
TOTAL			**0.963 m².°C / W**

B/ Déphasage des ondes de température

Paroi extérieure et doublage intérieur en briques creuses

- d : épaisseur des murs : $m = 0.10 + 0.15 = 0.25\ m$
- ω : cycle journalier $\omega = \frac{}{1}$
- masse volumique moyenne : $= 900 \quad g/m$
- λ: Coefficient de transmission thermique :λ =0,500 W/m^2.°C = 0,430 kcal/m^2.°C
- c : capacité thermique de la brique creuse :$c = 936\ joules/\ \ g° \ = 0{,}26\ W\ /\ g°$
- Λ : Dé fusibilité thermique moyenne $\Lambda = \lambda /\ \ .c \ = \ 0{,}430 / 900\ x\ 0{,}26 \ = \ 0{,}00184$

$$\eta \ = \frac{\mathrm{d}}{\sqrt{2\omega.\Lambda}} \ = \ \frac{0.25}{2 \ \ \frac{\pi}{12} \ \ 0.00184} = \frac{0.25}{0.0310} = \mathbf{8}. \quad \boldsymbol{h}$$

Enduit extérieur et intérieur

- d : épaisseur total : $m = 2 \quad 0.025 = 0.05\ m$
- ω : cycle journalier $\omega = \frac{}{1}$
- masse volumique moyenne $\ = 1300 \frac{}{m}$
- λ : Coefficient de transmission thermique des enduits

$$\lambda = 1.150 \frac{\mathrm{W}}{\mathrm{m}^2}.°\mathrm{C} \ = \ 0{,}99 \frac{\mathrm{kcal}}{\mathrm{m}^2}.°\mathrm{C}$$

- c : capacité thermique: $c = 1080\ joules/\ \ g° \ = 0{,}3\ W \ / \ \ g°$
- Λ : Dé fusibilité thermique moyenne $\Lambda = \lambda /\ \ .c \ = \ 0{,}99 / 1300\ x\ 0{,}30 \ = \ 0{,}00253$

$$\eta \ = \frac{\mathrm{d}}{\sqrt{2\omega.\Lambda}} \ = \ \frac{0.05}{2 \ \ \frac{\pi}{12} \ \ 0.00253} = \frac{0.05}{0.0364} = \ \ .\mathbf{4}\ \boldsymbol{h}$$

Déphasage des ondes de température entre la face extérieure et la face intérieure du mur de façade :

$\mathbf{8}. \ + \ .\mathbf{4} = \ .\mathbf{5}\ \boldsymbol{h}$ www.texor.net

N.B

Si on compare les deux résultats, avec le béton NEOPOR on bénéficie de presque 3h, en thermes d'économie d'énergie.

CHAPITRE II

Prédimensionnement

Chapitre II : Pré dimensionnement

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement a pour but d'estimer approximativement les dimensions des éléments constituant la structure et de déterminer les différentes charges agissant sur ces éléments, afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage.

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le « ***CBA 93*** » et le « ***RPA99 version 2003*** », mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2 Pré dimensionnement des éléments planchers

Les planchers sont des surfaces planes supportées par la structure et reçoivent les charges verticales (charge permanente G et les charges d'exploitation Q). Les planchers sont considérés comme des éléments secondaires car il n'appartient pas à la structure.

Techniquement on définie un plancher comme des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres démentions et qui peuvent se reposer sur 2. 3 ou 4 appuis.

Cette épaisseur dépend de plusieurs critères dont il s'agit principalement de : leur résistance au feu, l'isolation thermique et acoustique, résistance a la flexion, condition de flèche.

Pour notre projet on adopte deux types de plancher :

- *La dalle pleine* : qui sera utilisé comme plafond du sous-sol destiné à usage de parking, le choix s'est fait ainsi car le plancher du RDC sera à usage commercial, donc il subira un chargement assez important par rapport aux autres niveaux, et puis on prévoit des bassins pour l'évacuation des eaux usées afin de ne pas mettre cette dernière sur le plancher du sous-sol. on utilisera aussi des dalles pleines pour les balcons.
- *La dalle creuse nervurée* : ce type de dalle sera utilisé dans les planchers courant c'est-à-dire aux autres niveaux et ceci affin de réduire le poids du plancher, et aussi parce que le chargement n'est pas aussi important que celui du sous-sol.

II.2.1 Pré dimensionnement des dalles pleines

Nos dalles continues sont constituées de panneaux rectangulaires courant qui est continus sur ses quatre bords, et panneaux de rive à l'extrémité de la dalle.

II.2.1.1 La résistance à la flexion

Les panneaux les plus sollicitées se représentent dans la figure. II.1suivante, leur épaisseur est estimée par la formule suivante :

$$\frac{L}{45} \leq e \leq \frac{L}{40}$$

Avec : L, est la grande portée de la dalle mesurée entre nus d'appuis

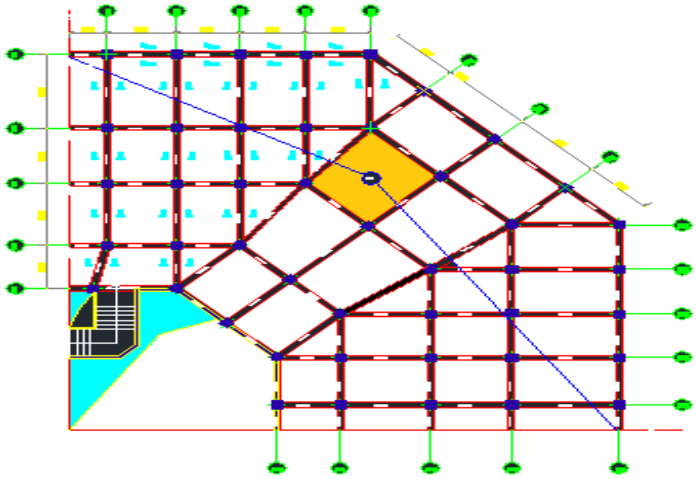
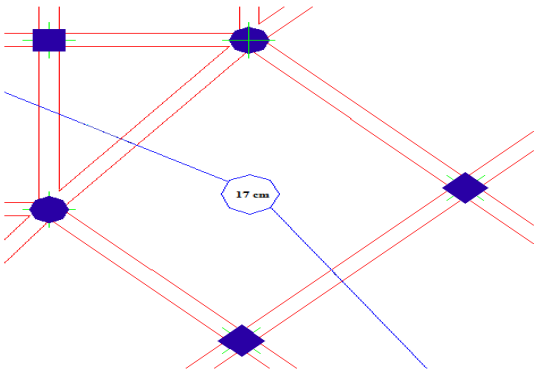


Fig. II.1 : Position de dalle la plus sollicitée

Pour plus de clarté on montre les dimensions de cette dalle dans la figure II.2 suivante



FigII.2 : Panneau courant(reposant sur 4 appuis)

On trouve que cette dalle est sous forme rectangulaire dont les dimensions sont de 4.41 m 4.24 m qui a une surface de 18.69 m avec un périmètre de17.3 m.

Alors on a choisissent pour la langueur(L) la portée la plus défavorable qui est égale à :

$$L = 4.41m \quad \text{Donc}$$

$$\frac{441}{45} \leq e \leq \frac{441}{40} \qquad 9.8 \leq e \leq 11.025cm$$

II.2.1.2 La condition de flèche

Selon les règles du CBA 93/ B-6-5-3, les flèches limites pour les dalles sont données par

$$= \frac{L_{max}}{500} \qquad si \qquad L_{max} \leq 5m$$

$$= 0.5cm + \frac{L_{max}}{1000} \qquad si: \qquad L_{max} \quad 5m$$

Avec : $L_{max} = max \;\; L_x, L$

Ayant la portée de la dalle mesurée comme suit :

$$\begin{cases} L_x = 441\ cm \\ L \;\; = 424cm \end{cases} \qquad L_{max} = 441cm \qquad 5m$$

Alors :

$$= \frac{L_{max}}{500} = 0.88cm$$

Pour trouver l'épaisseur de notre dalle, on considère une bande de la dalle de largeur b *=1 m,* suivant la grande portée L= *4.80 m,* uniformément chargée par une charge non pondérée ***q*** (ELS) de sorte que :

$$q = G + Q$$

Avec :

$$G = 2500 \quad e \quad 1m \quad et \quad Q = 4 \quad 1m = 4Kn/m$$

Où :

e, est l'épaisseur de la dalle que nous voulons, suivant ce raisonnement, on prendra une épaisseur forfaitaire de$15\ cm$, et ce a titre provisoire pour qu'on puisse estimer le poids propre de cette bonde de dalle.

Et ceci nous mène à :

$$G = 2500 \quad 0.15 \quad 1 = 375\ ^{Kn}_{m} = 3.75\ ^{daN}_{cm}$$

$$Q = 4\ ^{daN}_{cm}$$

$$q = 3.75 + 4 = 7.75\ ^{daN}_{cm}$$

La déformation verticale maximale que peut subir la bande de dalle à mi portée et donnée par :

$$_{max} = \frac{5\ q\ L^4}{384}$$

Tel que :

$$= 32164.2\ MPA = 321642\ daN/cm$$

$$= \frac{e}{12} \ldots\ldots\ 1$$

Il nous reste juste à vérifier :

$$_{max} \leq \quad \frac{5\ q\ L^4}{384} \leq \quad \ldots\ldots\ 2$$

On substituant (1) et (2) et ayant l'épaisseur comme inconnue cela nous conduit à l'expression suivante :

$$e \quad \frac{60\ q\ L^4}{384} \qquad e \quad \frac{60 \quad 7.75 \quad 441^4}{384 \quad 321642 \quad 100 \quad 0.88} = 14.4\ cm$$

II.2.1.3 La résistance au feu

Selon le niveau de sécurité à l'incendie voulus, l'épaisseur d'une dalle varie comme suit :

- $e = 7cm$ pour une heure de coupe feu,
- $e = 11cm$ pour deux heures de coupe feu,
- $e = 17.5cm$ pour quatre heures de coupe feu.

II.2.1.4 L'isolation acoustique

D'après la loi de masse : la caractéristique physique la plus importante pour contrôler la perte de transmission du son par voie aérienne à travers une paroi est la masse surfacique de ses divers composants, autrement dit masse plus importante nous conduit à une isolation acoustique supérieure, sauf qu' il ya un nombre d'hypothèses à tenir en compte tel que la construction doit être souple à la flexion, alors tenant compte de ces paramètre on est arrivée à une masse optimale qui est comprise entre *350Kg/m²* à *440 Kg/m²*, dans ce cadre notre dalle étant en béton armé son épaisseur sera comprise entre :

$$\frac{350}{2500} \leq e \leq \frac{440}{2500} \qquad 0.14 \leq e \leq 0.176\ m \qquad 14\ cm \leq e \leq 17.6\ cm$$

II.2.1.5 L'isolation thermique

On sait que pour les étages à usage d'habitation, la différence de température n'est pas importante car elle est généralement de l'ordre de 3°, et donc les déperditions de chaleurs à travers les plancher adjacents et sous-jacents n'est pas aussi importante que celle des façades extérieures qui elles présentent environ 25% des déperditions totales. Reste à prendre en compte le plancher terrasse qui lui sera exposé au climat extérieur, mais ce plancher là aura une isolation thermique assuré par des isolants thermiques tel que le liège par exemple, ce qui nous même à dire que ce facteur n'aura pas une influence sur le pré dimensionnement du plancher.

Conclusion

Tenant compte de toutes ces conditions on tiendra pour établir à une épaisseur égale à : $e = 17\ cm$

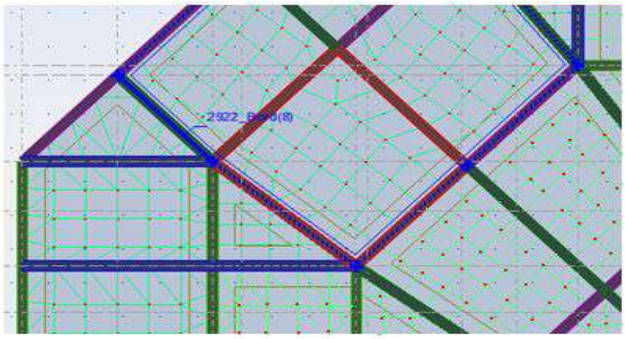


Fig. II.3 : Vue du panneau courant de la dalle pleine par le logiciel ROBOT

II.2.2 Pré dimensionnement des planchers corps creux

Les planchers à corps creux se composent de trois éléments qui sont : les poutrelles préfabriquées ; les corps creux et la dalle de compression mince en béton armé.

II.2.2.1 La résistance à la flexion

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

Avec :

L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre nus des appuis. L = 4.5m.

$$\frac{450}{25} \leq h_t \leq \frac{450}{20} \rightarrow 18\ cm \leq h_t \leq 22.5\ cm \quad on\ choisit\ \ h_t = 20\ cm\ (16+4)$$

Condition d'isolation acoustique :

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

$h_{min} \geq 16$ cm, d'où on a 20 cm > 16 cm (condition vérifiée).

II.2.2.2 Caractéristiques géométriques des poutrelles

Selon les règles CBA 93, pour déterminer la largeur b_0 qui représente la base de la section T du béton, et ce comme illustré dans la figure II.4 suivante :

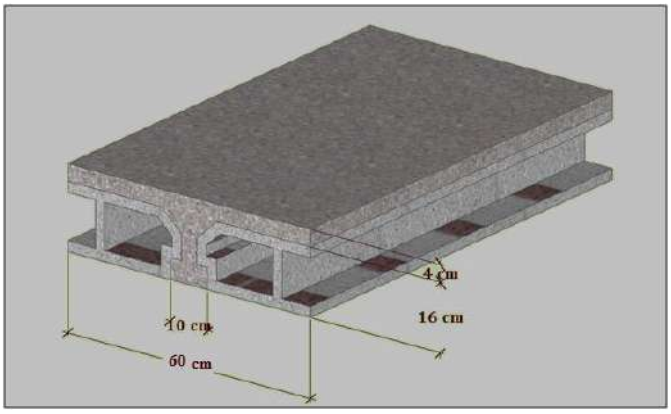


Fig. II.4 : Vue 3D du plancher en corps creux

0.3 $_t \leq$ ≤ 0.8 $_t$

Pour notre structure : $_t = 20\,cm$ 0.3 20 $\leq$ $\leq$ 0.8 20 $6\,cm \leq$ $\leq 16\,cm$

On optera pour $= 10cm$

On utilisera un corps creux normalisé de hauteur $= 16\,cm$ et de longueur $L = 60cm$

Une fois la largeur de la base de la section en « T » trouvée, reste à trouver la largeur de la table de compression : Celle-ci se calcul par la formule suivante : $= 2a +$

Tel que :

$$a = min \begin{matrix} \frac{L}{2} = \frac{60 \quad 10}{2} = \frac{50}{2} = 25cm \\ \frac{L}{10} = \frac{423}{10} = 42.3\,cm \end{matrix}$$

Avec :

L_0 *:* largeur du corps creux.

L : la portée de la travée.

$$a = 25cm \qquad = 2 \quad 25 \quad + 10 = 60\,cm$$

II.2.2.3 Pré dimensionnement des poutres

Pour le pré dimensionnement des poutres, on utilise des formules empiriques données par le règlement ***CBA 93*** qui seront ensuite vérifiées selon les règles de ***l'RPA 99 "version 2003"*** et les conditions de rigidité.

- *Règle du CBA 93:* [1]

  - La hauteur h de la poutre doit être..... $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
  - La largeur b de la poutre doit être ..... $0{,}3.h \leq b \leq 0{,}6.h$

Avec :

L : la portée de la poutre.

h : la hauteur de la poutre.

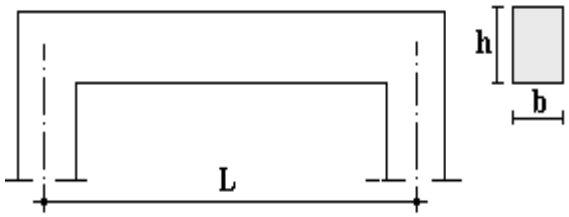
b : la largeur de la poutre.

- *Condition de RPA 99 "version 2003" :* [2]

Les poutres doivent respecter les dimensions imposées par RPA.99 version 2003 :

►► [Art 7.5.1] ◄◄

$$h \geq \begin{cases} b \geq 20\ cm. \\ 30\ cm. \\ h/b \leq 4{,}0. \end{cases}$$



- *Vérification de la flèche*

Le choix final des sections des poutres dépend de la vérification de la flèche qui se traduit par : $f_{max} < \overline{f}$

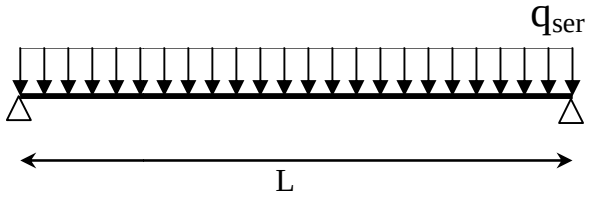


Fig. II.5 : Schéma statique d'une poutre

La flèche admissible est égale à :

$$\begin{cases} \overline{f} = 0{,}5 + \dfrac{L(cm)}{1000} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots si : L > 500cm \\ \overline{f} = \dfrac{L(cm)}{500} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots si : L \leq 500cm \end{cases}$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément repartie, la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E_b \times I_b}$$

Avec :

- f_{max} : La flèche maximale de la poutre.
- L : La portée de la poutre.
- h : La hauteur de la poutre.
- b : La largeur de la poutre.
- q : La charge uniformément répartie a l'ELS, q = G + Q (on prend les charges les plus défavorables).

- G : La charge permanente reprise par la poutre.
- Q : La charge d'exploitation supportée par la poutre.
- E_b: module de Young du béton armé(en prenant compte du coefficient d'équivalence n=15)E_b=321642 MPa.
- I_b : Le moment d'inertie de la poutre au plan de flexion.

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

Reste à savoir que notre structure à plusieurs portiques qui sont assez important donc prendra exemple seul.

II.2.2.3.1 Pré dimensionnement du 1er portique

Pour différencier entre chaque portique on illustre leurs positions dans ce qui suit :

Calcul de la hauteur *h*

$$L = 510\ cm \qquad \frac{510}{15} \leq \quad \leq \frac{510}{10} \qquad 34 \leq \quad \leq 51$$

On prendra alors $= 45cm$

Ayant la hauteur de la poutre, on peut obtenir sa largeur par la formule suivante :

- Calcul de la largeur *b :*

$$0.3 \quad \leq \quad \leq 0.6 \qquad 0.3 \quad 45 \leq \quad \leq 0.6 \quad 45 \qquad 13.5\ cm \leq \quad \leq 27\ cm$$

Alors, on optera pour $= 30\ cm$

Donc pour notre 1er portique la section transversale des poutres sera des dimensions suivantes : $30 \quad 45\ cm$.

II.2.2.3.1 Pré dimensionnement du 2ème portique

On utilise les mêmes formules pour tous les portiques soit pour trouver *h*, ou pour trouver *b* ; pour ce portique la travée la plus longue mesure *L = 3.5 m.*

- Calcul de la hauteur *h :*

$$L = 350\ cm \qquad \frac{350}{15} \leq \quad \leq \frac{350}{10} \qquad 23.33\ cm \leq \quad \leq 35\ cm$$

On prendra alors $= 35\ cm$

- Calcul de la largeur *b :*

Tel que pour la 1ère poutre celle-ci aussi le *b* se calcul de la même façon ;

$$0.3 \quad \leq \quad \leq 0.6 \qquad 0.3 \quad 35 \leq \quad \leq 0.6 \quad 35 \qquad 10.5\ cm \leq \quad \leq 21cm$$

Pour une raison architecturale on prendra $= 30\ cm$

Pour les autres portiques on garde la même forme que celle utilisé précédemment sauf que pour ceux là, les dimensions seront celles trouvés pour chaque portique.

II.2.2.3.3 Pré dimensionnement du 3ème portique

Calcul de la hauteur *h :*

$$L = 534\ cm \qquad \frac{534}{15} \leq \quad \leq \frac{534}{10} \qquad 35.6\ cm \ \leq \quad \leq 53.4\ cm$$

On prendra $= 45\ cm$

- Calcul de la largeur *b :*

$$0.3 \quad \leq \quad \leq 0.6 \qquad 0.3 \quad 45 \leq \quad \leq 0.6 \quad 45 \qquad 13.5\ cm \ \leq \quad \leq 27 cm$$

On prendra alors : $= 30\ cm.$

II.2.2.3.4 pré dimensionnement du 4ème portique

- Calcul de la hauteur *h :*

$$L = 473\ cm \qquad \frac{473}{15} \leq \quad \leq \frac{473}{10} \qquad 31.53\ cm \ \leq \quad \leq 47.3 cm$$

On prend $= 40\ cm$

- Calcul de la largeur *b :*

$$0.3 \quad \leq \quad \leq 0.6 \qquad 0.3 \quad 40 \leq \quad \leq 0.6 \quad 40 \qquad 12\ cm \ \leq \quad \leq 24 cm$$

On prendra alors $= 30\ cm.$

II.2.2.3.5 Pré dimensionnement du 5ème portique

Ce portique à une caractéristique c'est qu'il n'est pas rectiligne, autrement dit : les axes des poteaux qu'il chaine ne sont pas sur le même axe, on utilisera ce dernier uniquement pour poser les nervures des planchers a cors creux.

- Calcul de la hauteur *h :* $L = 530\ cm \qquad \frac{}{1} \leq \quad \leq \frac{}{1} \qquad 35.33\ cm \leq \quad \leq 53\ cm$

On prend $= 45\ cm$

- Calcul de la largeur *b*

$$0.3 \quad \leq \quad \leq 0.6 \qquad 0.3 \quad 45 \leq \quad \leq 0.6 \quad 45 \qquad 13.5\ cm \ \leq \quad \leq 27\ cm$$

On prend alors $= 30\ cm$

Pour ces poutres, il reste à régler un petit souci et c'est celui de la retombée de cette poutre au milieu des locaux qu'elle traverse, alors on propose la solution la plus simple et c'est celui du faux plafond.

Apres avoir pré dimensionner toutes les poutres suivants leurs portiques on doit vérifier es ce que les valeurs trouvée sont conforme au règlement parasismique algériens (RPA 99.v2003).Pour ce faire, on fait référence à l'article 7.5.1. du règlement en question, et d'après ce dernier il faut vérifier les conditions suivantes : (tab. II.1)

Tab. II.1 : Vérification des dimensions des poutres

	Valeurs trouvées sur les différents portiques					
Exigences du RPA	1er portique	2ème portique	3ème portique	4ème portique	5ème portique	
$\mathbf{20}\ \boldsymbol{c}$	*30*	*30*	*30*	*30*	*30*	*C.v*
$\boldsymbol{h} \quad \mathbf{30}\ \boldsymbol{c}$	*45*	*35*	*45*	*40*	*45*	*C. v*
$\frac{}{\boldsymbol{h}} \leq \mathbf{4}$	*0.666*	*0.714*	*0.666*	*0.62*	*0.666*	*C. v*

N.B.

Il faut noter que les portiques principaux sont le 1er, le 3ème et le 5ème portique.

Pour comprendre la disposition des portiques on l'illustre dans la figure II.6 suivante :

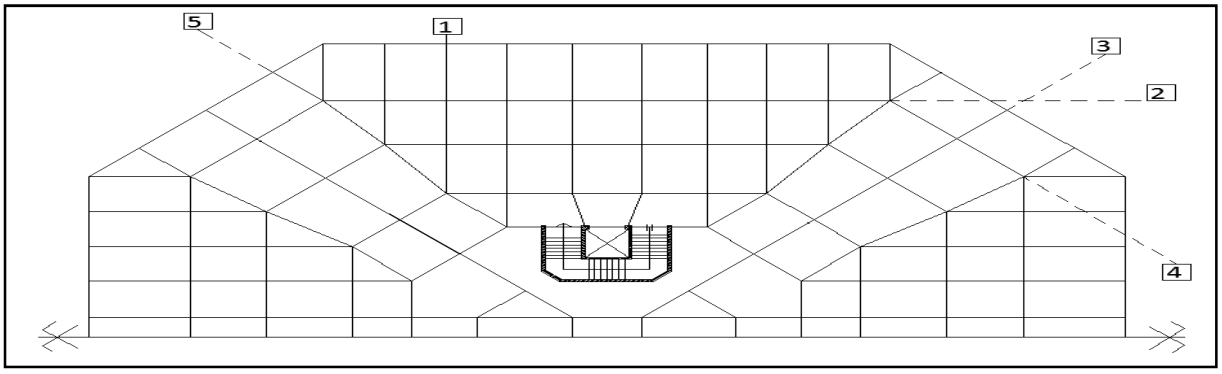


Fig. II.6 Position des portiques et leurs numérotations

II.2.3 Pré dimensionnement de l'acrotère

Dans l'architecture moderne, on appelle mur acrotère, en abrégé acrotère, un muret situé en bordure de toitures terrasse pour permettre le relevé d'étanchéité. Cette appellation a largement remplacé, en France, celle, originale, de mur besquaire qu'on trouve au Québec et en Belgique. Il sert également à la protection contre toute chute du personnel travaillant sur la terrasse, étant donné que le plancher de terrasse est inaccessible, alors on a opté pour l'utilisation d'un acrotère ayant les dimensions illustrées dans la figure II.7suivante :

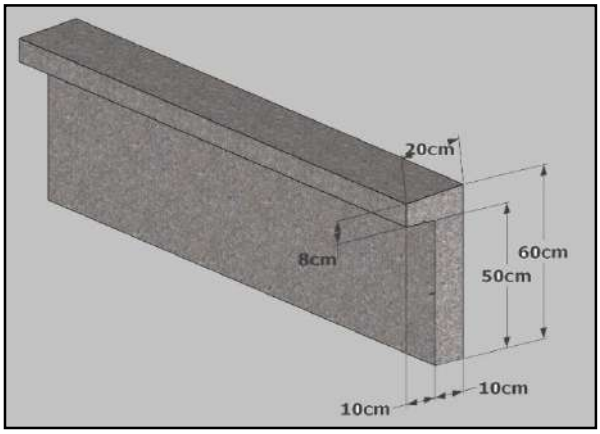


Fig. II.7 : Dimensions de l'acrotère

On peut dire aussi que l'acrotère est un élément secondaire non structural encastré au plancher terrasse, soumis à une flexion composée due à un effort normal provoqué par son poids propre, et un moment fléchissant provoqué par la main courant.

Le calcul se fait par une bande 1 m de longueur.

II.2.3.1 Charge de l'acrotère

Les dimensions de l'acrotère sont données au préalable, il reste à calculer sa charge qui se déterminera par la formule suivante :

$$G_{acrotère} = S_{acrotère} \quad 25\ KN/m \quad + S_{re\ èteme\ \ t} \quad 18KN/m$$

Avec

- ✓ $S_{\ acrotère}$: surface de l'acrotère : $S_{acrotère} = 680\ cm^2 = 0.068\ m^2$
- ✓ $S_{\ revêtement}$: surface du revêtement : $S_{re\ \ eteme\ \ t} = 348.27\ cm^2 = 0.035\ m^2$

Ce qui nous donne :

$$G_{acrotère} = 0.068 \quad 25 + 0.035 \quad 18 = 2.33\ KN/ml$$

II.2.4 Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$

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

Avec :

l: Longueur du voile.

a: Épaisseur du voile

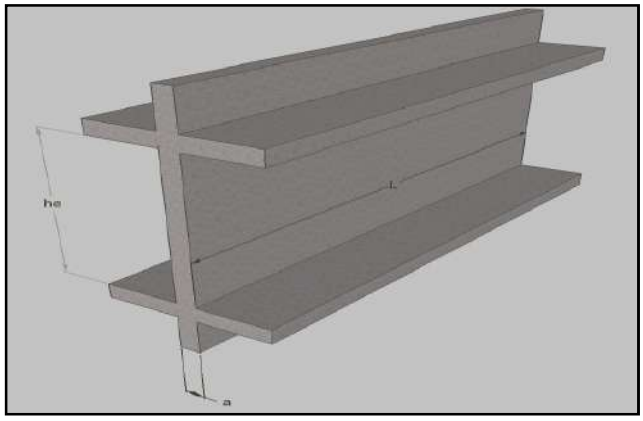


Fig. II.8 : Les dimensions du voile

Pour le pré dimensionnement de cet élément le règlement en question exige une épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage $_e$ et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué sur la figure II.9 ci-dessous :

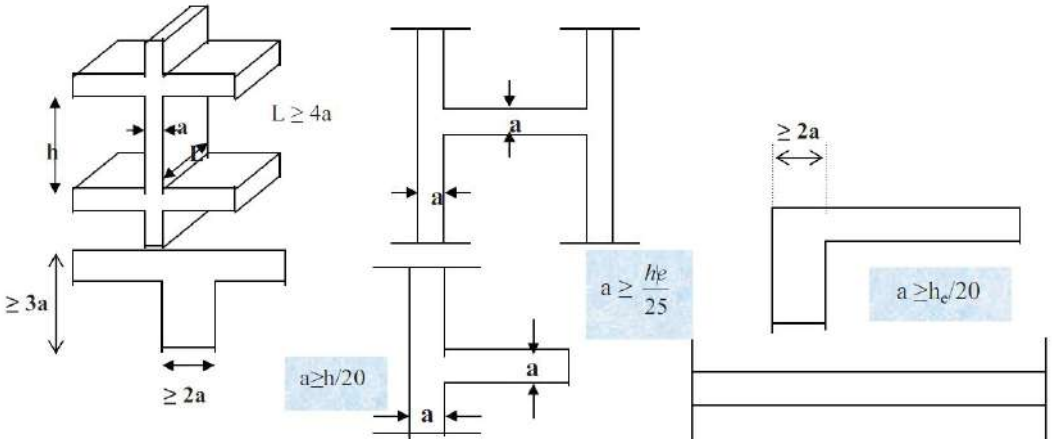


Fig. II.9 : Coupe voile en plan

A partir de la formule suivante on détermine l'épaisseur du voile :

$$a \quad —$$

Avec :

- Pour le sous-sol, le RDC et le 1er niveau :

$$_e = 3.74 \quad 0.35 = 3.39\ m = 339\ cm$$

Avec 0.35 : est la hauteur (h) de la poutre avec la quelle le voile fait interaction.

$$a \quad \frac{339}{20} \quad a \quad 16.95\ cm$$

On adopte alors $a = 25\ cm$

- Pour les étages courants :

-

$$_e = 3.23 \quad 0.35 = 2.88\ m = 288\ cm$$

$$a \quad \frac{288}{20} \quad a \quad 14.4\ cm$$

Étant donné que le RPA exige une épaisseur supérieure à 15 cm donc

$$a = \max \quad 14.4\ cm, 15\ cm$$

On adopte $a = 25\ cm$

II.2.5 Pré dimensionnement des escaliers

II.2.5.1 Introduction

Les escaliers sont des éléments utilisés pour la circulation verticale des personnes entre les différents étages de la structure (permettent l'accès à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant) et ils constituent une issus de secours importante en cas d'incendie

Dans notre et comme on a déjà ment motionné dans le chapitre précédent, notre structure a trois types d'escaliers. On étudiera chaqu'un à part .tout en commençant par l'escalier principales c'est celui qui permet l'accès à tous les niveaux commençant par le sous-sol jusqu'au derniers étage.

II.2.5.2 Pré dimensionnement du 1er type d'escalier

Pour cela on utilise la formule de « François blondel », qui est $M = 2 \quad + g$ tel que M est le module (ou le pas) et vaut 2 pieds (64,8 cm) pour un escalier simple, h la hauteur de la marche, et g son giron (distance entre deux nez de marche consécutifs mesurée sur la ligne de foulée).

- On illustre ces nominations dans la figure II.10suivante :

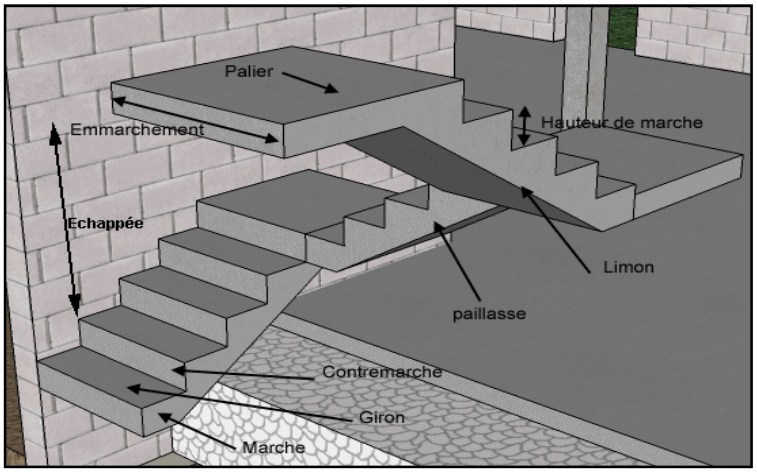


Fig. II.10 : Vue escalier et définition des composants

Ayant $g = 30\ cm$ (d'après l'architecte, mais cette valeur standard est à considérer comme base de calcul).

Tout en sachant que : $M = 2 \quad + g = 64.8 \quad 2 \quad + 30 = 64.8 \qquad = 17.4\ cm$

On prend comme valeur standard $\quad = 17\ cm$

Pour connaitre le nombre de contre marche, on utilise la formule suivante :

$$N_c = —$$

Avec :

H : la hauteur d'étage, celle-ci étant différente entre les étages alors on aura de différents nombre de contre marche et ce comme suit :

$$sous \quad sol, \quad D\ , 1^{er} \quad = \ 3.74\ m \qquad N_{c\,1} = \frac{374}{17} = 22\ contre\ marc\ \ es.$$

$$etage\ courant \quad = \ 3.23\ m \qquad N_c \quad = \frac{323}{17} = 19\ contre\ marc\ \ es.$$

Ainsi, pour le sous-sol, le RDC et le premier étage on aura 3 volées, affin d'assurer un confort pour l'utilisateur, le premier volé aura *8* contre marches, avec un emmarchement de *1.80 m*, et les deux autres avec un volé de *7* contre marches, et avec la même longueur d'emmarchement. (fig II.11)

Idem pour les étages courants, sauf que dans ce cas, le nombre de contre marche change de tel manière à ce qu'il soit de : *7* contre marches pour la volée du milieu, et *6* contre marches pour les deux qui le précédents, tout en respectant la longueur d'emmarchement qui est de

1.80 m elle aussi. (fig II.12)

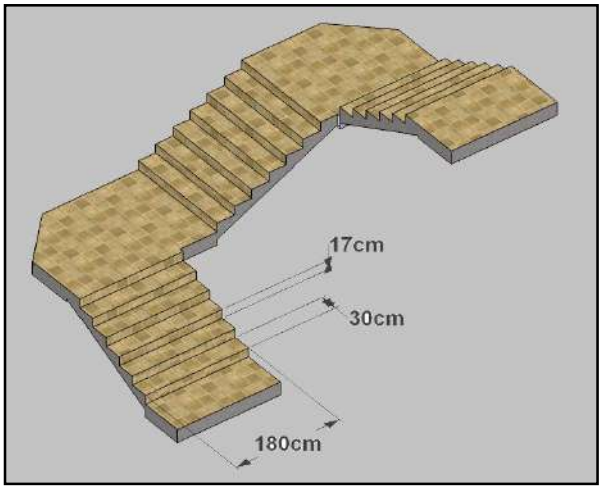


Fig. II.11 : Vue 3D escalier $h = 3.24$

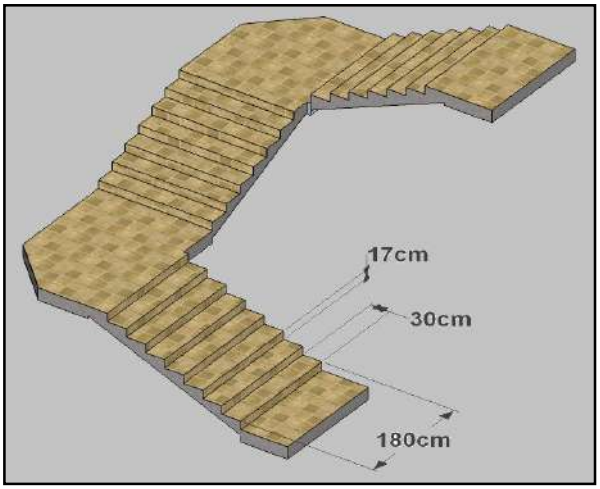


Fig. II.12 : Vue 3D escalier $h = 3. \quad 4$

- Escalier du sous-sol, RDC et le 1er niveau

Pour voir le nombre de marche on applique la formule suivant :

$n = N \quad 1$, tel que n : le nombre de marches, N *:* le nombre de contre marches.

Ainsi on aura

$$\begin{cases} n_1 = N \quad 1 = 8 \quad 1 = 7\ marc\ \ es \\ n\ \ = N \quad 1 = 7 \quad 1 = 6\ marc\ \ es \end{cases}$$

On peut également calculer la pente du volé ainsi que ça longueur et son épaisseur comme suit :

- La pente de la volée :

$$\tan \quad = \frac{17}{30} = 0.566 \qquad = \tan^{\ 1} 0.566 = 29.54°$$

- La longueur des volées :

$$L_1 = \frac{7 \quad 17}{\sin} = \frac{119}{\sin 29.54} = 2413\ mm = 2.42\ m$$
$$L\ \ = \frac{6 \quad 17}{\sin} = \frac{102}{\sin 29.54} = 2068\ mm = 2.07\ m$$

- Epaisseur minimale de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

L, est la portée des deux paliers, plus la portée horizontale du grand volé, mais cette méthode n'est pas applicable tout le temps alors il faut prendre la plus grande portée et ce ainsi :

$$L = 2\ L_{palier} + L_{\ ori\ \ o\ tale} \quad \text{ot}$$
$$L = 2 \quad 215 + 7 \quad 30 = 640\ cm$$

Ce qui nous mène à :

$$\frac{640}{30} \leq e \leq \frac{640}{20} \qquad 21.33 \leq e \leq 32$$

On adopte alors

$e_{paillasse} = 25\ cm, e_{palier} = 25\ cm.$

- Escalier de l'étage courant

Pour voir le nombre de marche on applique la formule suivant :

$n = N \quad 1$, tel que n : le nombre de marches, N *:* le nombre de contre marches.

Ainsi on aura

$$\begin{cases} n_1 = N \quad 1 = 7 \quad 1 = 6\ marc\ \ es \\ n\ \ = N \quad 1 = 6 \quad 1 = 5\ marc\ \ es \end{cases}$$

On peut également calculer la pente du volé ainsi que ça longueur et son épaisseur comme suit :

- La pente de la volée :

$$\tan \quad = \frac{17}{30} = 0.566 \qquad = \tan^{1} 0.566 = 29.54°$$

- La longueur des volées :

$$L_1 = \frac{6 \quad 17}{\sin} = \frac{102}{\sin 29.54} = 2068\ mm = 2.07\ m$$
$$L \quad = \frac{5 \quad 17}{\sin} = \frac{85}{\sin 29.54} = 1724\ mm = 1.72\ m$$

- Epaisseur minimale de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

L, est la portée des deux paliers, plus la portée horizontale du grand volé,

$$L = 2\ L_{palier} + L_{\ ori\ \ o\ \ tale\ \ \ o\ e}$$
$$L = 2 \quad 215 + 6 \quad 30 = 610\ cm$$

Ce qui nous mène à :

$$\frac{610}{30} \leq e \leq \frac{610}{20} \qquad 20.33 \leq e \leq 30.5$$

On adopte alors :

$e_{paillasse} = 25\ cm, e_{palier} = 25\ cm.$

II.2.5.3 Pré dimensionnement du 2ème type d'escalier

Le 2ème type d'escalier est celui qui est à l'intérieur de la structure mais relis le RDC et le 1er niveau seulement, cet escalier est simple a deux volées, où leurs dimensions ne seront pas les mêmes, ceci est fait à cause de la poutre qui gène le passage, et pour avoir un accès direct pour l'entretien du patio. Afin de combiner ces deux facteurs on a trouvé que les dimensions les plus appropriées sont :

Pour la première volées le nombre des marches sera de 13, et pour la deuxième il sera de 9, ainsi on respectera le nombre total qui est de 22.

Et bien entendu on garde les mêmes dimensions de marches et contre marches c'est-à-dire 30cm et 17cm respectivement.

On illustre cet escalier dans la figure II.13 suivante :

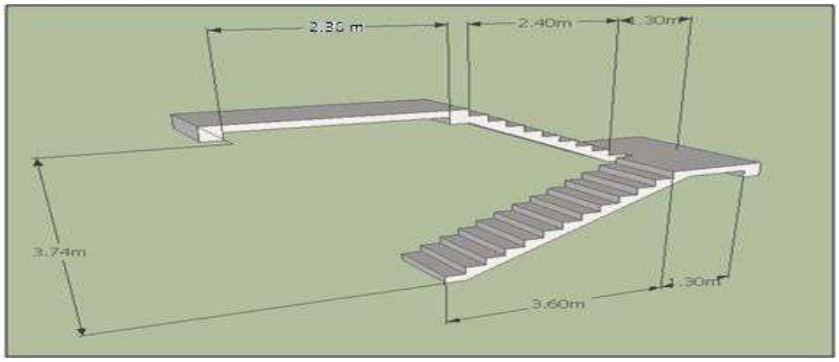


Fig. II.13 : Escalier type 2 à étudier

Pour cet escalier on prend aussi celui ayant la plus grande portée :

- Pente des volées :

$$\tan = \frac{17}{30} = 0.566 \qquad = \tan^{1} 0.566 = 29.54°$$

- La longueur des volées1 :

$$\mathrm{L1} = \frac{13 \quad 17}{sin} = \frac{221}{\sin 29.54} = 4484.2\ mm = 4.48\ m$$

- La longueur des volées 2 :

$$\mathrm{L2} = \frac{9 \quad 17}{sin} = \frac{153}{\sin 29.54} = 3103.25\ mm = 3.10 m$$

- Epaisseur minimale de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

La longueur de la volée pour ces escaliers n'est pas la même, mais on prendra la plus longue puisque elle sera répété trois fois, celle-ci a la dimension suivante :

L, est la portée des deux paliers, plus la portée horizontale du grand volé,

$$L = L_{palier1} + L_{palier} + L_{ori\ o\ tale} \quad o\text{ù}$$

$$L = 230 + 130 + 5 \quad 30 = 510\ cm$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \qquad \frac{510}{30} \leq \mathrm{e} \leq \frac{510}{20} \qquad 17 \leq e \leq 25.5$$

On adopte une épaisseur $e = 17\ cm$

II.2.5.4 Pré dimensionnement du 3ème type d'escalier

Ce dernier est celui qui se trouve à l'extérieur de la structure, on appel aussi ce genre d'escalier perron, d'ailler on le séparera complètement de la structure en prévoyant des joints au niveau de l'interaction entre l'escalier et la structure, et ce affin de séparer le comportement de cet escalier du comportement global de la structure vis-à-vis le séisme. Cet

escalier sert à rendre l'accès directement aux étages courants (habitations) sans passer par l'intérieur de la structure là ou il y a les locaux commerciaux et les bureaux de fonction libérale.

Cet escalier aura 4 volées et ce comme illustré dans ce qui suit : (Fig. II.14)

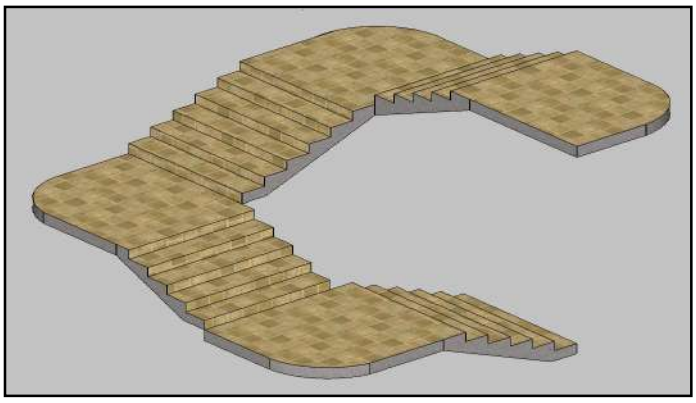


Fig. II.14 : Escalier extérieur 4 volées

Comme était le cas pour les deux premiers types d'escaliers, ce dernier escalier lui aussi aura les mêmes formules, et évidement c'est celle de *Blondel*, ainsi on obtient les mêmes dimensions pour les girons *g*, et les contres marches *h*, et l'emmarchement sera égal à l'emmarchement du 1er type d'escalier (celui destiné pour tous les niveaux).

Ainsi, on aura 4 volés, affin d'assurer un confort pour l'utilisateur, le premier et le deuxième volé auront *6* contre marches, avec un emmarchement de *1.80 m*, et les deux autres avec un volé de *5* contre marches, et avec la même longueur d'emmarchement, et ce a chaque niveau, et comme notre escalier a comme point de départ le RDC et point d'arrivée le plancher du 2ème niveau. Donc en tout on aura 8 volés.

On se contentera d'étudier l'escalier d'un seul niveau, c'est-à-dire on élabore une étude de 4 volés seulement, où le dernier palier de repos se reposera sur une poutre qui elle-même se repose sur deux poteaux.

Pour cet escalier on prend aussi celui ayant la plus grande portée :

- Pente des volées :

$$\tan \quad = \frac{17}{30} = 0.566 \qquad = \tan^{1} 0.566 = 29.54°$$

- La longueur des volées 1,2 :

$$L = \frac{6 \quad 17}{sin} = \frac{102}{\sin 29.54} = 2068\ mm = 2.07\ m$$

- La longueur des volées 3,4 :

$$L = \frac{5 \quad 17}{sin} = \frac{85}{\sin 29.54} = 1724.03\ mm = 1.72\ m$$

- Epaisseur minimale de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

La longueur de la volée pour ces escaliers n'est pas la même, mais on prendra la plus longue puisque elle sera répété trois fois, celle-ci a la dimension suivante :

L, est la portée des deux paliers, plus la portée horizontale du grand volé,

$$L = 2\ L_{palier} + L_{horizontale}$$

$$L = 2 \times 190 + 6 \times 30 = 381.8\ cm$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \qquad \frac{381}{30} \leq e \leq \frac{381}{20} \qquad 12.72 \leq e \leq 19.05$$

On adopte une épaisseur $e = 17\ cm$.

II.2.6 Pré dimensionnement des poteaux

II.2.6.1 Définition

Les poteaux ont pour rôle de :

- Constituer les éléments porteurs du système plancher-poutres et plancher-voile par point d'appuis isolés.
- Supporter les charges verticales (effort de compression dans les poteaux)
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux-poutre (Reprendre les efforts horizontaux) :

❖ effet du vent ;

❖ effet de la dissymétrie des charges ;

❖ effet des changements de température et effet d'effet de séisme.

- Servir de chaînages verticaux
- Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).

Les poteaux en béton armé sont soumis à la fois :

➢ à un effort de compression.

➢ à un moment de flexion.

Ils nécessitant des aciers verticaux et cadres transversaux. Ils sont calculés conventionnellement en flexion composé, d'autre part, ils sont dimensionnés pour résister au phénomène d'instabilité qui est le flambement.

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on choisit le poteau le plus sollicité, effectué de la surface de plancher lui revenant, et de la descente de charge, on détermine l'effort lui revenant.

Pour notre projet on aura plusieurs types de poteaux dont on fera le pré dimensionnement de chaque un d'un coté, on distinguera 3 types principaux

- Le premier type est celui des poteaux qui se trouvent uniquement au niveau du sous-sol, servant à supporter le poids de l'espace vert se trouvant à l'intérieur de la structure
- Le second type est celui des poteaux qui se trouve sur les rives du sous-sol, du RDC et du 1er niveau, ceux là étant qu'ils ne continuent pas jusqu'au dernier étage.
- Le troisième type de poteaux est celui des poteaux qui continuent du sous-sol jusqu'au dernier étage.

Il reste à savoir que la différence entre ces trois types de poteaux, c'est les chargements aux quels ils sont soumis, donc la formule générale sera la même.

II.2.6.2 Étapes de Pré dimensionnement des Poteaux

Le Pré dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante :

1. Evaluation des charges
2. Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
3. Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
4. La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
5. La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le « ***RPA99 version 2003*** ».
6. Vérifier la section à l'ELS.

-on applique la formule du CBA93 article B.8.4.1 qui doit vérifier :

$$N \leq N_{lim} \; tel \; que \; N_{lim} = \frac{r \quad c}{0.9 \quad b} + A \frac{e}{s}$$

Tel que :

A : la section de l'acier comprimé prise en compte dans le calcul

N_u : l'effort normal ultime pondéré, qu'on déduit après descente de charge.

B_r : la section du béton réduite de *1 cm* de chaque coté ;

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$\gamma_b = 1,5$ Situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$ Situation accidentelle.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

$\gamma_s = 1,15$ Situation durable ou transitoire.

$\gamma_s = 1,0$ Situation accidentelle

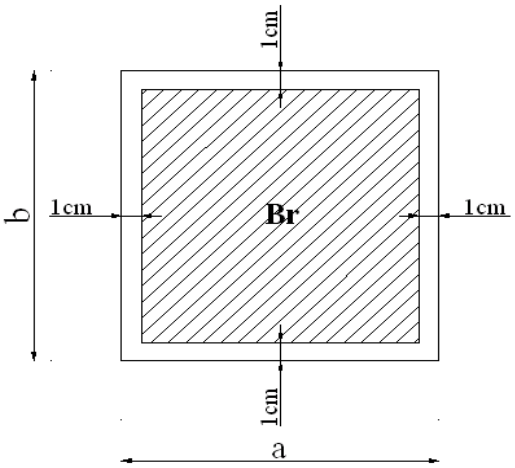


Fig. II.15 Section réduite du poteau

$$_r = \quad a \quad 2\,cm \qquad 2\,cm$$

α : coefficient dépendant de l'élancement du poteau λ qui prend les valeurs :

$$= \frac{0.85}{1 + 0.2\ \frac{\lambda}{35}} \qquad our\lambda \leq 50$$

$$= 0.60\ \ \frac{50}{\lambda} \qquad our50 \qquad \lambda \leq 70$$

Lorsque l'élancement est supérieur à *35* , il ne peut, sans justifications plus précises, être tenu compte que des armatures disposées de façon à augmenter le plus efficacement possible la rigidité du poteau dans le sens où son moment d'inertie est le plus faible, or que pour notre structure, on a des poteaux carrés, dans ce cas, il s'agit des aciers disposés dans les angles.

Et c'est pour cette raison qu'on prend : $\lambda = 35$

Donc, on applique la 1ère formule, et pour la simplifier on met :

$$\lambda \ = 1 + 0.2\ \frac{\lambda}{35} \quad = 1 + 0.2\ \frac{35}{35} \quad = 1.2$$

Selon l'article B.8.4.1 du CBA 93, les valeurs de α sont à deviser par 1.1 si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours, c'est-à-dire 35 sera multiplier par 1.1.

A partir de l'équation de l'article B.8.4.1. Du CBA93, on peut faire sortir $_r$ comme suit :

$$_r \qquad \frac{1.1 \quad N}{\frac{bc}{0.9} + 0.85\frac{A_s}{r}\ _s}$$

Où : — représente le taux d'acier dans la section du poteau. Pour notre cas on va retenir le ferraillage minimal pour un poteau, qui est selon l'article 7.4.2.1 des règles RPA, pour la zone sismique égale à : 0.9%.

Donc on peut simplifier la formule de $_r$, comme suit :

$$_r \quad \frac{1.32\ N}{\frac{_{bc}}{0.9} + 0.0068\ _s}$$

- Calcul de f_{su} :

$$_s = \frac{e}{_s} \qquad _s = \frac{400}{1.15} \qquad _s = 347.82 \qquad _s \quad 348\ MPA$$

- Calcul de f_{bc} :

$$_{bc} = \frac{0.85 \quad _c}{_b} \qquad _{bc} = \frac{0.85 \quad 25}{1.5} \qquad _{bc} = 14.16\ MPA \qquad 14.2\ MPA$$

$$_r \quad \frac{1.32 \quad N}{\frac{14.2}{0.9} + 0.0068 \quad 348 \quad 10} \qquad _r \quad \frac{1.32\ N}{18.09\ 10} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots$$

Il reste à savoir que la différence entre ces trois types de poteaux, c'est les chargements aux quels ils sont soumis, donc la formule générale sera la même, la seul chose qui change c'est la valeur de N_u , où cette dernière sera calculé à partir de la descente de charge.

II.2.6.3 Descente des charges

- ***Définition***

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

- ***Principe de calcul***

Avant de commencer le calcul de la descente de charges, il est nécessaire d'établir un principe de structure niveau par niveau avec le sens de portée de la charpente et des planchers, les balcons, les poteaux, les poutres…etc.

Ensuite, on détermine les caractéristiques des éléments porteurs : Type de plancher, revêtement de sol (épaisseur et nature), type de toiture (tuile, ardoise, possibilité de neige,...), cloisons, type et épaisseur de murs (briques, parpaing, béton). Ce sont les charges permanentes (en daN/m ou daN/m²)

Puis, on définie le type d'utilisation des pièces (logements, circulation, bureaux,....) pour choisir les surcharges d'exploitation à appliquer au plancher (en daN/m ou daN/m²). Ce sont des charges qui prennent en compte les mobiliers, des personnes et autres objets. On peut y inclure des cloisons qui peuvent être enlevées ou déplacées.

Une fois tous ces renseignements réunis, on commence à calculer le bâtiment

II 2.6.3.1 Evaluation des charges

A / Charges permanentes

A.1/ Charge des murs

Dans le plancher courant il convient de prendre en compte le poids des cloisons de l'extérieur et de l'intérieurs, comme on l'avait dis au premiers chapitre, ce remplissage se fera avec le matériau dit béton cellulaire NEOPOR, on effectuera une étude économique pour illustrer ses avantages par rapport au remplissage en brique creuse, tant sur le remplissage extérieur, et sur l'intérieur.

Pour le remplissage extérieur on adoptera deux types de cloisons, avec différentes densité et différentes sections ;

- on adopte pour le mur extérieur :

- Doublage extérieur en carreaux de béton NEOPOR de 10 x 25 x 50 (densité 1000 kg/m^3, poids unitaire 12,5 kg)
- Contre-cloison en blocs de béton NEOPOR de 15 x 25 x 50 (densité 800 kg/m^3, poids 15 kg)
- Lame d'air: 3 cm
- Enduits extérieur et intérieur : 1 + 1 = 2 cm

Epaisseur totale, y compris enduits : 30 cm

- pour le mur intérieur :

- cloison interne en blocs de béton NEOPOR de 10 x 25 x 50 (densité 800 kg/m^3, poids unitaire 10 kg)
- enduit des deux parois $1 + 1 = 2\ cm$

Épaisseur totale y compris enduits égal 12 cm

Reste à calculer la charge par 1 m² de surface, car ce matériau n'est pas motionné dans le DTR BC2.2, sachant qu'au mètre carré de cloison on aura 8 blocs de béton NEOPOR, alors on calcul le poids de chaque cloison par mètre carré, ce qui donne :

- <u>cloison extérieur</u>

- Carreaux et blocs (12.5 + 15) x 8 = 220 kg/m²
- Enduit extérieur au mortier bâtard (épaisseur 1 cm) : 18 kg/m²
- Enduit intérieur au plâtre (épaisseur 1 cm) : 10 kg/m²
- On aura comme poids total : 248 Kg/m²

- Cloison intérieur :

- Carreaux et blocs (10 x 8) = 80 kg/m²
- Enduit intérieur des deux cotés 2 cm : 1.8 kg/m²
- On aura comme poids total : 81.6 kg/m²

On détaillera dans ce qui suit la constitution et le poids de chaque mur :

- ***murs extérieurs***

La constitution du mur extérieur sera présentée dans la figure II.16 et le tableau II.2 :

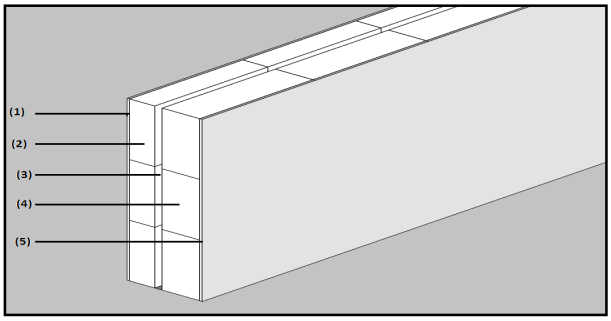


Fig. II.16 : Vue 3D du mur extérieur (double cloison)

Tab. II.2 : Composant et épaisseur des constituants du mur extérieur

N°	Composant	Epaisseur (cm)
1	*Enduit ciment*	*1*
2	*NEOPOR* $= 1000$ kg/m^3	*10*
3	*Lame d'air*	*3*
4	*NEOPOR* $= 800$ kg/m^3	*15*
5	*Enduit plâtre*	*1*

Puis, on calcul le poids du mur dans le tableau II.3suivant :

Tab. II.3 : Poids du mur extérieur

Matériaux	Epaisseur	Charge unitaire	G (*KN/m²*)
Enduit extérieur (mortier)	1	*0.18*	*0.18*
Carreaux et blocs	(10+15)	*(0.125+0.15)*	*2.2*
Enduit intérieur (plâtre)	1	*0.1*	*0.1*
Total			*2.48*

On a utilisé pour les enduits intérieurs et extérieurs une épaisseur de 1 cm car les parements obtenus avec le béton NEOPOR sont de meilleure planéité et le montage à l'aide du mortier colle beaucoup plus précis.

Après avoir fait le calcul des hauteurs de cloisons extérieures et leurs poids, il nous reste à déterminer le poids des murs extérieurs quand ils sont placés au milieu du plancher, car comme on le vois bien, ce cas existe dans les étages courants (habitation) et le RDC, ce qui nous mène, à déterminer la charge linéaire de ces murs, mais au lieu de soustraire la hauteur de la poutre du mur, chaque cas se calculera suivant la nécessité dans la descente de charges pour les différents poteaux

- ***Murs intérieurs***

Comme détaillé précédemment sur la constitution des murs on les présentera dans la figure II.17 et tableau II.4 :

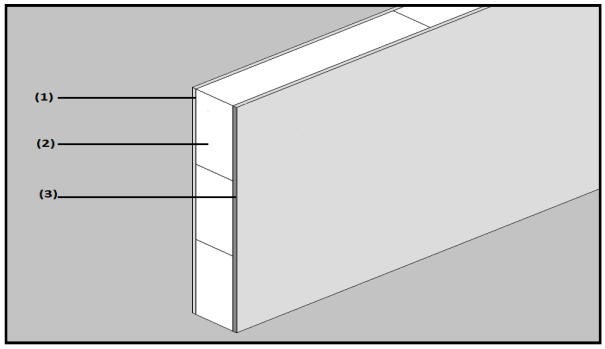


Fig. II.17 : Mur intérieur (simple cloison)

Tab. II.4 : Composant et épaisseur des constituants du mur intérieur

N°	Composant	Epaisseur (cm)
1	*Enduit plâtre*	*1*
2	*NEOPOR* $= 800 \quad ¿/m$	*10*
3	*Enduit plâtre*	*1*

Puis, on calcul le poids du mur dans le tableau II.5 suivant :

Tab. II.5 : Poids du mur intérieur

Matériaux	Epaisseur	Charge unitaire	G (*KN/m²*)
Enduit en plâtre des deux cotés	2	*0.1*	*0.2*
Carreaux et blocs	10	*0.08*	*0.8*
Total			*1*

D'après le DTR BC 2.2, la charge du mur de séparation est égale à *1 KN/m²*, cette valeur est celle d'un mètre carré de surface sur plancher et non pas sur cloison, pour notre cas on n'a pas cette charge surfacique appliqué au plancher, ce qui nous conduit à la calculer, a partir de la charge surfacique de cloison.

Pour déterminer cette charge ; on quantifie les murs extérieurs, puis on devise par la surface total de la structure.

A.2/ Planchers

Ayant différents types de planchers, on calcul chaqu'un de coté de la manière suivante :

- **Plancher terrasse inaccessible**

On représente une coupe du plancher de terrasse sur la figure II.18suivante :

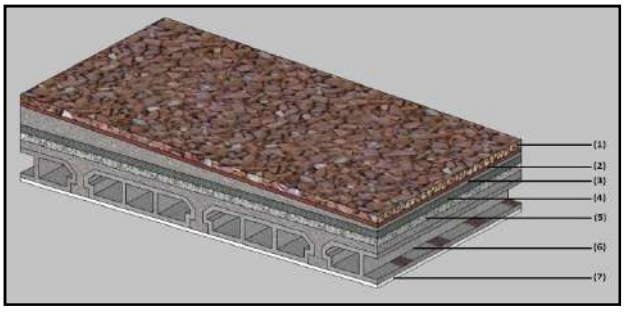


Fig. II.18 : Vue 3D des constituants du plancher terrasse

Son poids sera ainsi détaillé dans le tableau II.6suivant :

Tab. II.6 : Poids du plancher terrasse

N°	*Matériaux*	*Epaisseur (cm)*	*Charge unitaire*	*G (KN/m²)*
1	**Protection en gravillon**	4	*0.2 KN/m^3 /cm*	*0.80*
2	**Etanchéité multicouche**	2	*0.12 KN/m^3*	*0.12*
3	**forme de pente**	10	*22 KN/m^3*	*2.20*
4	**Isolant thermique (liège)**	4	*0.04 KN/m^3*	*0.16*
5	**Par vapeur**	4	*2.4 KN/m^3*	*0.096*
6	**Corps creux**	20 (16+4)	*2.80 KN/m^3*	*2.75*
7	**Enduit de plâtre**	2	*0.1 KN/m² /cm*	*0.20*
Total				*6.326*

- **Plancher étage courant**

Ce type de plancher est sous deux formes là ou on utilise le revêtement inferieur du plancher avec un enduit en plâtre et ou on utilise un faux plafond, pour simplifier la tache et sachant que la différence de poids entre les deux planchers ne sera pas importante alors on utilisera le cas le plus utilisé et c'est celui ou on a un revêtement avec un enduit en plâtre.

Sa forme sera illustrée dans la figure II.19 suivante :

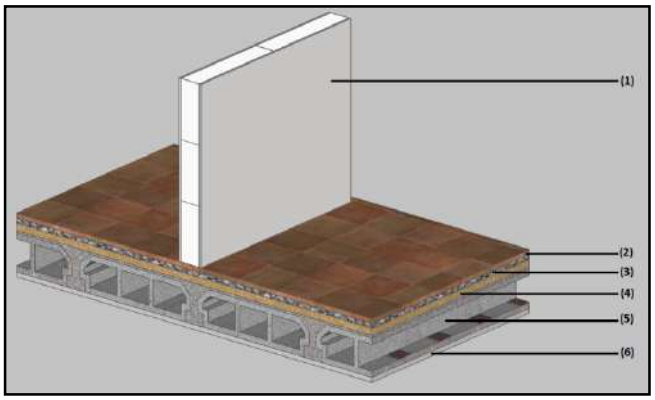


Fig. II.19 : Vue 3D du plancher étage courant

Son poids sera ainsi détaillé dans le tableau II.7 suivant :

Tab. II.7 : Poids du plancher étage courant

N°	*Matériaux*	*Epaisseur (cm)*	*Charge unitaire*	*G (KN/m²)*
1	**Cloison léger**	10	*0.816 (KN/m²)*	*0.816*
2	**Carrelage**	2	*0.20 (KN/m²/cm)*	*0.40*
3	**Mortier de pose**	2	*20 (KN/m²/cm)*	*0.40*
4	**lit de sable**	3	*18 (KN/m²/cm)*	*0.54*
5	**Corps creux**	20 (16+4)	*2.8 (KN/m²)*	*2.75*
6	**Enduit en plâtre**	2	*0.1 (KN/m²/cm)*	*0.20*
Total				*5.106*

- **Plancher du RDC**

Sachant que ce plancher est en dalle pleine, il sera de la forme présenté dans la figureII.20 suivante :

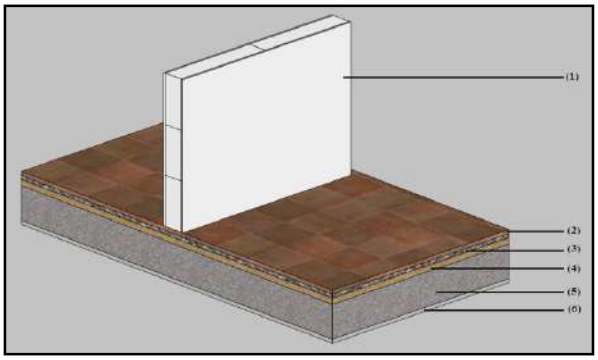


Fig. II.20 : Vue 3D plancher du RDC

Son poids sera ainsi détaillé dans le tableau II.8suivant :

Tab. II.8 : Poids du plancher RDC

N°	*Matériaux*	*Epaisseur*	*Charge unitaire*	*G (KN/m²)*
1	**Cloison léger**	10	*0.86 (KNm²)*	*0.86*
2	**Carrelage**	2	*0.20 (KN/m²)*	*0.40*
3	**Mortier de poste**	2	*20 (KN/m²)*	*0.40*
4	**Lit de sable**	3	*18 (KN/m²)*	*0.54*
5	**Dalle en béton armé**	17	*25 (KN/m²)*	*4.25*
6	**Enduit plâtre**	2	*0.1 (KN/m²)*	*0.2*
Total				*6.65*

- **Charge du balcon *:*** (Tab II.9)

Tab .II.9 : Poids d'un balcon

Matériaux	Epaisseur	Charge unitaire	G (*KN/m²)*
Carrelage	2	*0.20 (KN/m²/cm)*	*0.40*
Mortier de pose	2	*20 (KN/m²/cm)*	*0.40*
Lit de sable	3	*18 (KN/m²/cm)*	*0.54*
Dalle en béton armé	17	*25 (KN/m²)*	*4.25*
Enduit ciment	2	*0.18 (KN/m²/cm)*	*0.36*
Total			*5.95*

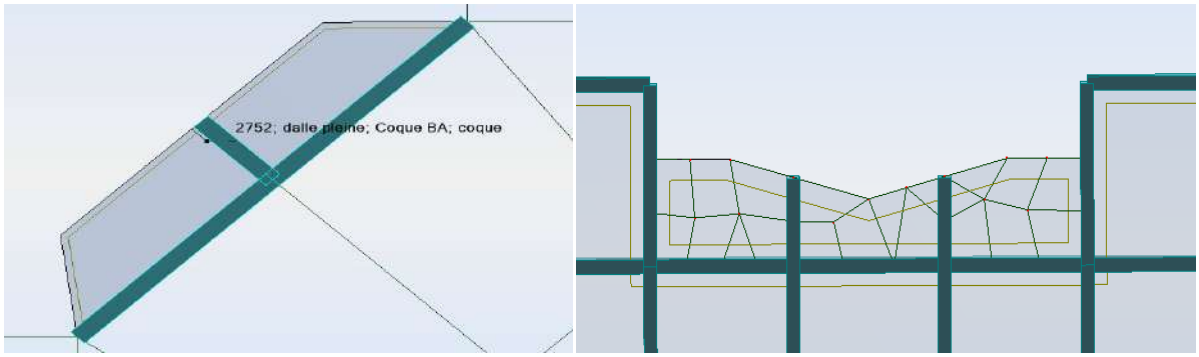


Fig. II.21 : Vue du balcon1 et 2.

B / Charges d'exploitations

Notre projet est une tour à usage multiples, ce qui nous donne plusieurs types de chargement d'exploitation : (Tab II.10)

Tab .II.10 : Charge d'exploitation d'après le DTR BC 2.2

Type de plancher	***Nature du local selon le DTR BC 2.2***	***Charge d'exploitation (KN/m²)***
Terrasse inaccessible	Combles non aménageables dont l'utilisation n'est pas prévue à priori, non accessibles normalement	1
Terrasse accessible	Se trouvant au plancher du 2ème niveau, qui éventuellement subira un chargement important	5
Etage courant (usage d'habitation)	Logement y compris combles aménageables	1.5
Les balcons	Balcons	3.5
2ème niveau (usage bureau et libéral)	Bureaux proprement dits	2.5
RDC (usage de commerce)	Salles d'exposition De 50 m² ou plus	4

B.1 Loi de dégression

Selon le DTR BC 2.2 article 6.3. La loi de dégression se fait ainsi :

Soit Q_o la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, Q_3…Q_n les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1,2,3…n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse……Qo

Sous dernier étage (étage 1)……$Qo + Q1$

Sous étage Immédiatement Inférieur

(Étage 2)……$Q_o + 0{,}95\ Q_1 + Q$

(Étage 3)……$Q_o + 0{,}90\ Q_1 + Q + Q$

(Étage 4)……$Q_o + 0{,}85\ Q_1 + Q + Q + Q_4$

(Étage n)……$Q_o + \frac{1}{\quad}\ Q_1 + Q + Q + \ldots Q$

Le coefficient : — $etant\ vala\ \ le\ \ oum$ 5

Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression ci-dessus est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci- dessous :

Sous toit ou terrasse……Q

Sous dernier étage (étage 1)……Q

Pour l'étage immédiatement inférieur (étage 2)…… 0.90 Q

……..0.80 Q

Et ainsi de suite en réduisant de 10 % par étage jusqu'à 0,50 Q, valeur conservée pour les étages inférieurs suivants

Donc pour notre projet on utilisera le 2ème cas, et ainsi on obtient les résultats résumés dans le tableau II.11suivant :

Tab. II.11 : Charges d'exploitation avec loi de dégression

les différents niveaux	***Valeurs sans cumulation (KN/m²)***	***Valeurs avec cumulation (loi de dégression) (KN/m²)***
La terrasse	*21.12*	*21.12*
13ème niveau	*37.51*	*58.63*
12ème niveau	*37.51*	*92.39*
11ème niveau	*37.51*	*122.40*
10ème niveau	*37.51*	*148.65*
09ème niveau	*37.51*	*171.16*
08ème niveau	*37.51*	*189.92*
07ème niveau	*37.51*	*208.67*
06ème niveau	*37.51*	*227.43*
05ème niveau	*37.51*	*246.18*
04ème niveau	*37.51*	*264.94*
03ème niveau	*37.51*	*283.69*
02ème niveau	*37.51*	*302.45*
01er niveau	*48.47*	*332.74*
RDC	*67.86*	*369.49*

Comme motionné au préalable, notre projet a 3 types de poteaux, on fera le pré dimensionnement de chaque un d'une part, sachant que la cumulations des charges

d'exploitation faite juste au paravent est celle où un poteau supporte tout le poids de la structure.

- Premièrement on calcul le chargement qui revient au 1er type de poteau, celui se trouvant juste au sous-sol et supportant la le plancher du RDC.

  Dans ce cas : ses charges d'exploitations seront ainsi : $Q = 66.8\ KN/m^2$

- deuxièmes, on calcul le chargement qui revient au 2ème type de poteaux, ceux qui se trouvent aux rives, partant du sous-sol jusqu'au 2ème niveau, puis le chargement de la terrasse qui va avoir éventuellement une accumulation statique de personnes, dans ce cas la charge sera accrue jusqu'à $5\ KN/m^2$ et ce, selon le DTR BC 2.2.

  Dans ce cas : ses charges d'exploitations seront ainsi :

$$Q = 100.8 + 50.38 + 70.56 = 221.74\ KN/m^2$$

- troisièmes, le type courant des poteaux, et ceux là c'est les poteaux qui partent du sous-sol jusqu'au dernier étage, mais pour ces derniers, leurs charges d'exploitation a été déjà établie est elle est égale à : $Q = 369.49\ KN/m^2$

Dimensionnement du 1er type de poteau

Le poteau le plus sollicité pour ce 1er type est celui présenté dans les figures II.22etII.23 suivantes :

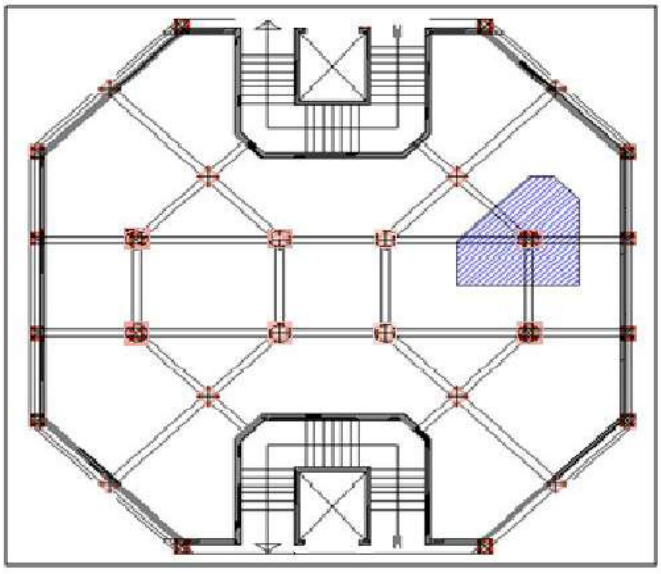


Fig. II.22 : Position du poteau le plus sollicité type

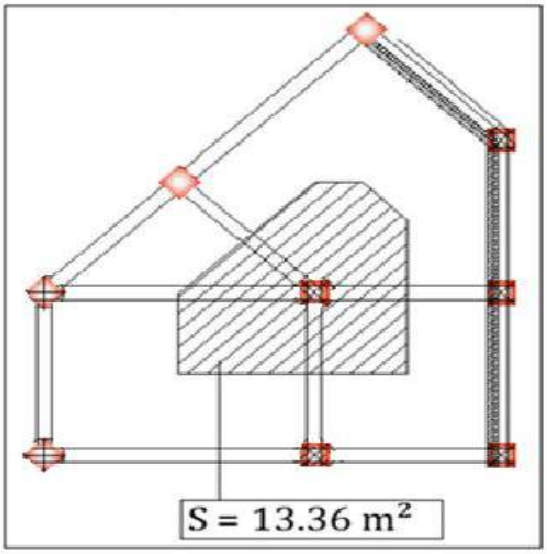


Fig. II.23 : Surface revenant au poteau 1

On a pu établir cette surface d'influence pour ce poteau à partir de la méthode dite lignes de ruptures.

Il faut juste noter que les surfaces calculées sont prise directement par AUTOCAD (la longueur de la poutre que multiplie sa largeur b), puis les volumes des poutres sont calculés

en multipliant ces surfaces par les hauteurs h des poutres en questions trouvée précédemment dans le pré dimensionnement de ces dernières.

Apres avoir définie la surface revenant au poteau on pourra alors calculer sa descente de charge, on la résume dans le tableau II.12 suivant :

Tab .II.12 : Descente de charge poteau type 1

1er type de poteau (P1)							
niveau	élément	charges permanentes			charges d'exploitation		
		V, L, S	densité	charge	Surface	charge unitaire	charge
patio accessible	plancher	13,36	6,65	88,84	13,36	5,00	66,80
	poutres	0,76	25,00	19,00	0,00	0,00	0,00
	poteau	1,87	25,00	46,75	0,00	0,00	0,00
total patio		46,75 Br		107,84			66,80

Avec :

- V : volume ;L : longueur ;S : surface.

Donc après la descente de charge du premier type de poteau on a trouvé les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} G_t = 46.75 \quad _r + 107.84\ KN \\ Q_t = 66.8\ KN \end{cases}$$

Etant donné que ces valeurs obtenues, on pourra dans ces conditions calculer l'effort normal ultime dans ce poteau et ce comme suit :

$$N \quad = 1.35G_t + 1.5Q_t \qquad N \quad = 1.35 \quad 46.75 \quad _r + 107.84 \quad + 1.5 \quad 66.8$$

$$N \quad = 63.11 \quad _r + 245.79$$

Cette valeur (N_u) nous servira à déterminer la valeur de B_r cherché depuis le début pour trouver les dimensions du poteau, on remplace la formule de N_u dans la formule (□) et on aura :

$$_r \quad \frac{1.32\ N}{18.09\ 10} \qquad _r \quad \frac{1.32 \quad 63.11 \quad _r + 245.79}{18.09\ 10}$$

$$_r \quad 0{,}00460504 \quad _r + 0{,}01793492$$

$$_r \quad 0{,}01801789\ m^2 = 180.17\ cm^2$$

Pour nos poteaux on adopte des sections carrées, momentanément, puis si jamais au niveau du contreventement on trouve une direction moins rigide qu'un e autre on la fortifie par des sections rectangulaires.

Donc on prend :

$a \quad = 180.17\ cm^2$ tel que $a = \quad = \sqrt{180.17} = 13.42\ cm$

Étant donné que le RPA 99.v2003 exige d'après l'article 7.4

Pour les poteaux de section carrée on prend : $\quad = \quad = 30\ cm$ (pour le poteau qui supporte l'espace vert seulement).

Pour les poteaux de section circulaire on prend :$D = 35\ cm$, tel que D est le diamètre du poteau.

- **Dimensionnement du 2ème type de poteau**

Le poteau le plus sollicité pour ce 2ème type est celui présenté dans les figures II.24etII.25 suivantes :

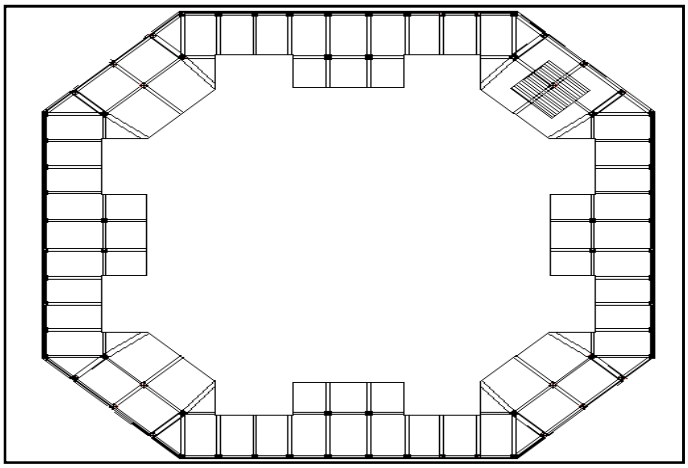


Fig. II.24 : Position du poteau plus sollicité type 2

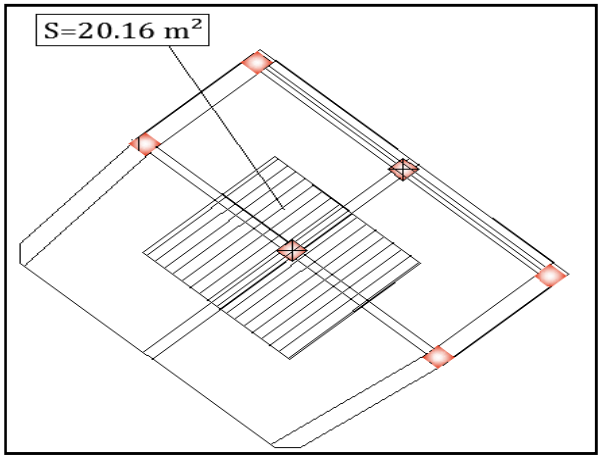


Fig. II.25 : Surface revenant au poteau 2

Comme était le cas pour le poteau précédent celui-ci sera dimensionner de la même manière à partir de la descente de charges on résume les calculs dans le tableau II.13 suivant :

Tab .II.13 : Descente de charge poteau type 2

2ème type de poteau (P2)							
niveau	élément	charges permanentes			charges d'exploitation		
		V, L, S	densité	charge	Surface	Charge unitaire	charge
terrasse accessible	plancher	20,16	6,32	127,41	20,16	5,00	100,80
	poutres	0,93	25,00	23,25	0,00	0,00	0,00
	murs extérieurs	5,61	2,48	13,91	0,00	0,00	0,00
	poteau	1,87	25,00	46,75	0,00	0,00	0,00
total terrasse		46,75 Br		164,57			100,80
1er niveau	plancher	17,97	5,10	91,65	17,97	2,50	44,93
	poutres	0,93	25,00	23,25	2,18	2,50	5,45
	murs extérieurs	11,22	2,48	27,83	0,00	0,00	0,00
	poteau	3,74	25,00	93,50	0,00	0,00	0,00
total du 1er niveau		93,5 Br		142,72			50,38
RDC	plancher	20,16	6,65	134,06	20,16	3,50	70,56
	poutres	0,93	25,00	23,25	0,00	0,00	0,00
	murs extérieurs	11,22	2,48	27,83	0,00	0,00	0,00
	poteau	3,74	25,00	93,50	0,00	0,00	0,00
total du RDC		93,5 Br		185,14			70,56

Comme on l'avait fait précédemment pour déterminer la largeur des poteaux en question on calcul :

$$\begin{cases} G_t = 233.75 \ _r + 492.44\ KN \\ Q_t = 221.74\ KN \end{cases}$$

$$N = 1.35G_t + 1.5Q_t \qquad N = 1.35 \ \ 233.75 \ _r + 492.44 \ + 1.5 \ \ 221.74$$

$$N = 315.56 \ _r + 997.4$$

Et ainsi on pourra calculer la valeur de B_r *:*

$$r \quad \frac{1.32\ N}{18.09\ 10} \qquad r \quad \frac{1.32 \quad 315.56 \quad _r + 997.4}{18.09\ 10}$$

$$_r \quad 0{,}02302611 \quad _r + 0{,}07277869$$

$$_r \quad 0{,}07449399\ m^2 = 744.93\ cm^2$$

Ayant la section B_r, on considère que nos poteaux sont de forme carrée ou circulaire, et ce selon le cas on aura :

- Pour les poteaux carrés : $a = \quad = \sqrt{744.93} = 27.29\ cm$

  Et on prendra : $a = \quad = 30\ cm$

- Pour les poteaux circulaires : $\frac{}{4} = 744.93 \qquad D = 30.8\ cm$

  Et on prendra : $D = 35\ cm$.

- **Dimensionnement du 3ème type de poteau**

Pour ce 3ème type de poteau, le poteau le plus sollicité ne sera pas déduit à partir de la surface d'influence et ce parce qu'on peut éventuellement trouver que les poteaux de rives sont plus sollicité à cause du poids de l'acrotère et des balcons.

Alors on ferra l'étude de chaque un de coté et on tient le plus sollicité à la fin.

On détermine les poteaux à étudier : (Fig. II.26)

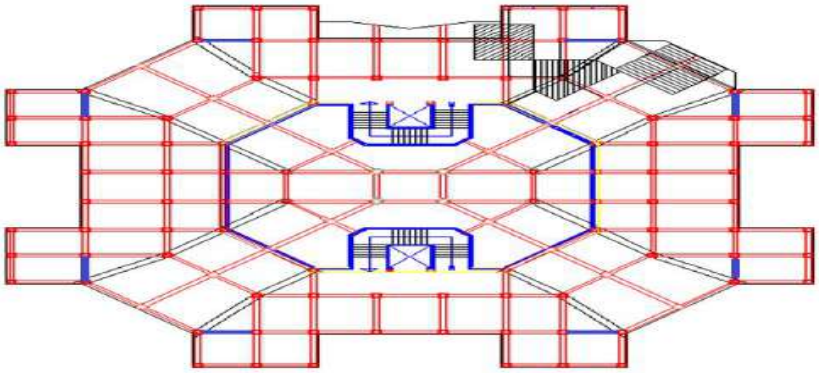


Fig.II.26 : Position du poteau les plus sollicité type 3

Après avoir déterminer les poteaux à calculer on étudie chaque un de coté :

a- <u>Poteau de rive 1</u> :

Le poteau en question est celui montré dans la figure II.27 suivante :

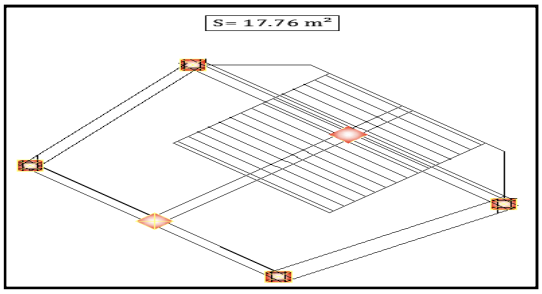


Fig. II.27 : Surface revenant au poteau type 3-1

Ce poteau aura plusieurs chargements tels que les balcons et l'acrotère.

Afin d'organiser le travail de la descente de charge on utilise le tableau II.14 comme utilisé précédemment.

Tab II.14 : Descente de charge poteau type 3-1

3ème type de poteau (P3.1)							
poteau 1							
niveau	élément	charges permanentes			Charges d'exploitation		
		V, L, S	densité	charge	surface	charge unitaire	charge
terrasse inaccessible	acrotère	4,23	2,33	9,86	0,00	0,00	0,00
	balcon	5,75	5,95	34,21	5,75	3,50	20,13
	plancher	11,60	6,32	73,31	11,60	1,00	11,60
	poutres	0,87	25,00	21,75	0,00	0,00	0,00
	murs extérieurs	4,68	2,48	11,61	0,00	0,00	0,00
	murs intérieurs	2,57	1,00	2,57	0,00	0,00	0,00
	poteau	1,62	25,00	40,50	0,00	0,00	0,00
total terrasse		40,5 Br		153,30			31,73
du 13ème au 3ème	balcon	5,75	5,95	34,21	5,75	3,50	20,13
	plancher	9,55	5,10	48,71	9,55	1,50	14,33
	poutres	0,87	25,00	21,75	2,04	1,50	3,06
	murs extérieurs	9,36	2,48	23,21	0,00	0,00	0,00
	murs intérieurs	5,13	1,00	5,13	0,00	0,00	0,00
	poteau	3,24	25,00	81,00	0,00	0,00	0,00
total de chaque étage		81 Br		133,01			37,51
2ème étage	balcon	5,75	5,95	34,21	5,75	3,50	20,13
	plancher	9,55	5,10	48,71	9,55	1,50	14,33
	poutres	0,87	25,00	21,75	2,04	1,50	3,06
	murs extérieurs	10,08	2,48	25,00	0,00	0,00	0,00

	murs extérieurs	10,08	2,48	25,00	0,00	0,00	0,00
	murs intérieurs	5,52	1,00	5,52	0,00	0,00	0,00
	poteau	3,49	25,00	87,25	0,00	0,00	0,00
total du 2ème étage		87,25 Br		135,19			37,51
1er étage	plancher	17,35	5,10	88,49	17,35	2,50	43,38
	poutres	0,87	25,00	21,75	2,04	2,50	5,10
	murs extérieurs	10,80	2,48	26,78	0,00	0,00	0,00
	murs intérieurs	5,71	1,00	5,71	0,00	0,00	0,00
	poteau	3,74	25,00	93,50	0,00	0,00	0,00
total du 1er étage		93,5 Br		142,73			48,48
RDC	plancher	17,35	6,65	115,38	17,35	3,50	60,73
	poutres	0,87	25,00	21,75	2,04	3,50	7,14
	murs extérieurs	10,80	2,48	26,78	0,00	0,00	0,00
	murs intérieurs	5,71	1,00	5,71	0,00	0,00	0,00
	poteau	3,74	25,00	93,50	0,00	0,00	0,00
total RDC		93,5 Br		169,62			67,87

Pour ces poteaux (3ème type) on ne garde pas les mêmes sections des poteaux pour tous les étages, pour démineur le poids et une économie meilleure.

Les résultats sont résumés dans le tableau .II.15

Tab .II.15 : Section des poteaux type 3-1

NIV	G	Q	Nu				Br	B adopte	B	D
13	*40,5 Br + 153,30*	*21,12*	*238,635*	+	*322,157*	*Br*	*0,017*	*0,132*	*(30*30)*	35
12	*81 Br + 133,01*	*58,63*	*474,464*	+	*640,526*	*Br*	*0,035*	*0,187*	*(30*30)*	35
11	*81 Br + 133,01*	*92,39*	*704,666*	+	*951,298*	*Br*	*0,052*	*0,229*	*(35*35)*	35
10	*81 Br + 133,01*	*122,40*	*929,241*	+	*1254,47*	*Br*	*0,070*	*0,264*	*(35*35)*	35
9	*81 Br + 133,01*	*148,65*	*1148,19*	+	*1550,05*	*Br*	*0,087*	*0,295*	*(35*35)*	35
8	*81 Br + 133,01*	*171,16*	*1361,51*	+	*1838,04*	*Br*	*0,104*	*0,322*	*(35*35)*	35
7	*81 Br + 133,01*	*189,92*	*1569,21*	+	*2118,43*	*Br*	*0,121*	*0,342*	*(40*40)*	35
6	*81 Br + 133,01*	*208,67*	*1776,90*	+	*2398,82*	*Br*	*0,138*	*0,348*	*(40*40)*	35
5	*81 Br + 133,01*	*227,43*	*1984,60*	+	*2679,21*	*Br*	*0,155*	*0,350*	*(40*40)*	35
4	*81 Br + 133,01*	*246,18*	*2192,29*	+	*2959,60*	*Br*	*0,173*	*0,416*	*(45*45)*	40
3	*81 Br + 133,01*	*264,94*	*2399,99*	+	*3239,99*	*Br*	*0,191*	*0,437*	*(45*45)*	40
2	*81 Br + 133,01*	*283,69*	*2607,69*	+	*3520,38*	*Br*	*0,210*	*0,458*	*(50*50)*	40
1	*87,25 Br + 135,19*	*302,45*	*2818,33*	+	*3804,74*	*Br*	*0,229*	*0,478*	*(50*50)*	/
RDC	*93,5 Br + 142,73*	*332,74*	*3056,45*	+	*4126,22*	*Br*	*0,250*	*0,500*	*(50*50)*	/
SS	*93,5 Br + 169,62*	3717.4	3717.46	+	*4509,77*	*Br*	*0,277*	*0,526*	*(55*55)*	/

b- Poteau du milieu :

Ce deuxième type de poteau est celui montré dans la figure II.28 suivante :

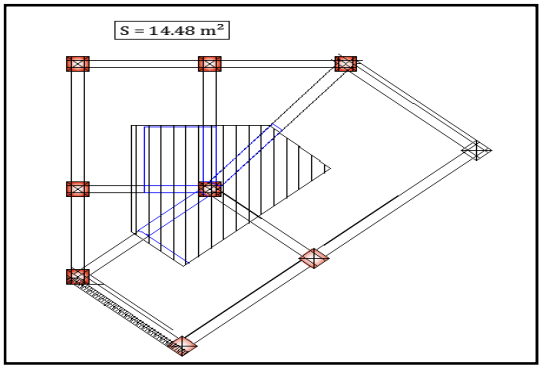


Fig. II.28 : Surface revenant au poteau type 3-2

Ce deuxième type de poteau se trouve au milieu de la structure, donc il ne subira pas de chargement tel que l'acrotère et le balcon comme c'est le cas pour les deux autres poteaux. On calcul la descente de charge dans le tableau II.16 suivant :

Tab .II.16 : Descente de charge poteau type 3-2

3ème type de poteau (P3.2)							
2ème poteau							
niveau	élément	charges permanentes			charges d'exploitation		
		V, L, S	densité	charge	Surface	charge unitaire	charge
terrasse inaccessible	plancher	14,48	6,32	91,51	14,48	1,00	14,48
	poutres	1,11	25,00	27,75	0,00	0,00	0,00
	murs extérieurs	2,65	2,48	6,57	0,00	0,00	0,00
	murs intérieurs	1,06	1,00	1,06	0,00	0,00	0,00
	poteau	1,62	25,00	40,50	0,00	0,00	0,00
total terrasse		40,5 Br		126,90			14,48
du 13ème au 3ème	plancher	11,89	5,10	60,64	11,89	1,50	17,84
	poutres	1,11	25,00	27,75	2,58	1,50	3,87
	murs extérieurs	5,30	2,48	13,14	0,00	0,00	0,00
	murs intérieurs	2,12	1,00	2,12	0,00	0,00	0,00
	poteau	3,24	25,00	81,00	0,00	0,00	0,00
total de chaque étage		81 Br		103,65			21,71
2ème étage	plancher	11,89	5,10	60,64	11,89	1,50	17,84
	poutres	1,11	25,00	27,75	2,58	1,50	3,87
	murs extérieurs	5,70	2,48	14,14	0,00	0,00	0,00
	murs intérieurs	2,28	1,00	2,28	0,00	0,00	0,00
	poteau	3,49	25,00	87,25	0,00	0,00	0,00
total du 2ème étage		87,25 Br		104,81			21,71
1er étage	plancher	11,89	5,10	60,64	11,89	2,50	29,73
	poutres	1,11	25,00	27,75	2,58	2,50	6,45
	murs extérieurs	6,10	2,48	15,13	0,00	0,00	0,00

	murs intérieurs	2,44	1,00	2,44	0,00	0,00	0,00
	poteau	3,74	25,00	93,50	0,00	0,00	0,00
total du 1er étage		93,5 Br		105,96			36,18
RDC	plancher	14,48	6,65	96,29	14,48	3,50	50,68
	poutres	1,11	25,00	27,75	2,58	3,50	9,03
	murs extérieurs	6,10	2,48	15,13	0,00	0,00	0,00
	murs intérieurs	2,44	1,00	2,44	0,00	0,00	0,00
	poteau	3,74	25,00	93,50	0,00	0,00	0,00
total RDC		93,5 Br		141,61			59,71

Le dimensionnement de chaque poteau se résume dans le tableau II.17 suivant :

Tab .II.17 : Sections des poteaux type 3-2

NIV	G	Q	Nu				Br	B adopte	B	D
13	*40,5 Br + 126,9*	*21,12*	*202,995*	+	*274,043*	*Br*	*0,015*	*0,122*	*(30*30)*	35
12	*81 Br + 103,65*	*58,63*	*399,188*	+	*538,903*	*Br*	*0,029*	*0,172*	*(30*30)*	35
11	*81 Br + 103,65*	*92,39*	*589,754*	+	*796,167*	*Br*	*0,044*	*0,210*	*(30*30)*	35
10	*81 Br + 103,65*	*122,4*	*774,693*	+	*1045,83*	*Br*	*0,058*	*0,241*	*(30*30)*	35
9	*81 Br + 103,65*	*148,6*	*954,006*	+	*1287,90*	*Br*	*0,072*	*0,269*	*(30*30)*	35
8	*81 Br + 103,65*	*171,1*	*1127,69*	+	*1522,38*	*Br*	*0,086*	*0,293*	*(35*35)*	35
7	*81 Br + 103,65*	*189,9*	*1295,75*	+	*1749,26*	*Br*	*0,100*	*0,316*	*(35*35)*	35
6	*81 Br + 103,65*	*208,6*	*1463,81*	+	*1976,14*	*Br*	*0,114*	*0,337*	*(35*35)*	35
5	*81 Br + 103,65*	*227,4*	*1631,87*	+	*2203,02*	*Br*	*0,128*	*0,357*	*(40*40)*	35
4	*81 Br + 103,65*	*246,1*	*1799,93*	+	*2429,90*	*Br*	*0,142*	*0,377*	*(40*40)*	40
3	*81 Br + 103,65*	*264,9*	*1967,99*	+	*2656,79*	*Br*	*0,157*	*0,396*	*(40*40)*	40
2	*81 Br + 103,65*	*283,6*	*2136,05*	+	*2883,67*	*Br*	*0,172*	*0,414*	*(45*45)*	40
1	*87,25 Br + 104,81*	*302,4*	*2305,68*	+	*3112,66*	*Br*	*0,187*	*0,432*	*(45*45)*	/
RDC	*93,5 Br +105,96*	*332,7*	*2494,17*	+	*3367,13*	*Br*	*0,204*	*0,452*	*(50*50)*	/
SS	*93,5 Br + 141,69*	*369,5*	*2740,58*	+	*3699,78*	*Br*	*0,227*	*0,476*	*(50*50)*	/

c- Poteau de rive 2 : (Fig. II.29)

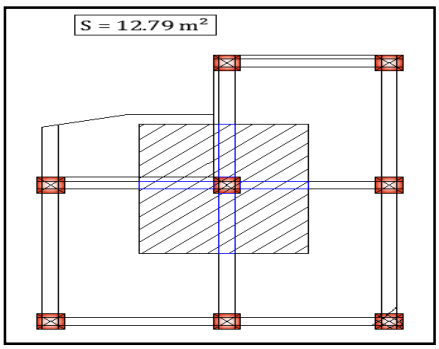


Fig. II.29 : Surface revenant au poteau type 3-3

Ce troisième type de poteau est aussi un poteau de rive : (Tab .II.18)

Tab .II.18 : Descente de charge poteau type 3-3

2ème poteau							
niveau	élément	charges permanentes			charges d'exploitation		
		V, L, S	densité	charge	Surface	charge unitaire	charge
terrasse inaccessible	plancher	14,48	6,32	91,51	14,48	1,00	14,48
	poutres	1,11	25,00	27,75	0,00	0,00	0,00
	murs extérieurs	2,65	2,48	6,57	0,00	0,00	0,00
	murs intérieurs	1,06	1,00	1,06	0,00	0,00	0,00
	poteau	1,62	25,00	40,50	0,00	0,00	0,00
total terrasse		40,5 Br		126,90			14,48
du 13ème au 3ème	plancher	11,89	5,10	60,64	11,89	1,50	17,84
	poutres	1,11	25,00	27,75	2,58	1,50	3,87
	murs extérieurs	5,30	2,48	13,14	0,00	0,00	0,00
	murs intérieurs	2,12	1,00	2,12	0,00	0,00	0,00
	poteau	3,24	25,00	81,00	0,00	0,00	0,00
total de chaque étage		81 Br		103,65			21,71
2ème étage	plancher	11,89	5,10	60,64	11,89	1,50	17,84
	poutres	1,11	25,00	27,75	2,58	1,50	3,87

	murs extérieurs	5,70	2,48	14,14	0,00	0,00	0,00
	murs intérieurs	2,28	1,00	2,28	0,00	0,00	0,00
	poteau	3,49	25,00	87,25	0,00	0,00	0,00
total du 2ème étage		87,25 Br		104,81			21,71
1er étage	plancher	11,89	5,10	60,64	11,89	2,50	29,73
	poutres	1,11	25,00	27,75	2,58	2,50	6,45
	murs extérieurs	6,10	2,48	15,13	0,00	0,00	0,00
	murs intérieurs	2,44	1,00	2,44	0,00	0,00	0,00
	poteau	3,74	25,00	93,50	0,00	0,00	0,00
total du 1er étage		93,5 Br		105,96			36,18
RDC	plancher	14,48	6,65	96,29	14,48	3,50	50,68
	poutres	1,11	25,00	27,75	2,58	3,50	9,03
	murs extérieurs	6,10	2,48	15,13	0,00	0,00	0,00
	murs intérieurs	2,44	1,00	2,44	0,00	0,00	0,00
	poteau	3,74	25,00	93,50	0,00	0,00	0,00
total RDC		93,5 Br		141,61			59,71

Pour les sections a adopté : (Tab .II.19)

Tab .II.19 : Sections des poteaux type 3-3

NIV	G	Q	Nu				Br	B adopte	B	D
13	*40,5 Br + 112,77*	*21.12*	*183.920*	+	*248.291*	*Br*	*0.013*	*0.116*	*(30*30)*	35
12	*81 Br + 100,28*	*58.63*	*375.563*	+	*507.009*	*Br*	*0.028*	*0.167*	*(30*30)*	35
11	*81 Br + 100,28*	*92.39*	*561.579*	+	*758.132*	*Br*	*0.042*	*0.204*	*(30*30)*	35
10	*81 Br + 100,28*	*122.4*	*741.969*	+	*1001.66*	*Br*	*0.056*	*0.236*	*(30*30)*	35
9	*81 Br + 100,28*	*148.6*	*916.733*	+	*1237.59*	*Br*	*0.069*	*0.263*	*(30*30)*	35
8	*81 Br + 100,28*	*171.1*	*1085.87*	+	*1465.92*	*Br*	*0.083*	*0.288*	*(35*35)*	35
7	*81 Br + 100,28*	*189.9*	*1249.38*	+	*1686.66*	*Br*	*0.096*	*0.310*	*(35*35)*	35
6	*81 Br + 100,28*	*208.6*	*1412.89*	+	*1907.40*	*Br*	*0.110*	*0.331*	*(35*35)*	35
5	*81 Br + 100,28*	*227.4*	*1576.40*	+	*2128.14*	*Br*	*0.123*	*0.351*	*(40*40)*	35
4	*81 Br + 100,28*	*246.2*	*1739.91*	+	*2348.88*	*Br*	*0.137*	*0.371*	*(40*40)*	40
3	*81 Br + 100,28*	*264.9*	*1903.42*	+	*2569.62*	*Br*	*0.152*	*0.389*	*(40*40)*	40
2	*81 Br + 100,28*	*283.7*	*2066.93*	+	*2790.36*	*Br*	*0.166*	*0.408*	*(45*45)*	40
1	*87,25 Br + 99,77*	*302.4*	*2229.75*	+	*3010.17*	*Br*	*0.181*	*0.425*	*(45*45)*	/
RDC	*93,5 Br +101,57*	*332.7*	*2412.32*	+	*3256.63*	*Br*	*0.198*	*0.445*	*(50*50)*	/
SS	*93,5 Br + 130,34*	*369.5*	*2643.40*	+	*3568.59*	*Br*	*0.219*	*0.468*	*(50*50)*	/

Après avoir calculé les dimensions de tous les poteaux, on utilisera uniquement le poteau le plus sollicité de ces trois, et celui-ci a les plus grandes dimensions.

Cependant on doit vérifier si ce poteau est conforme au RPA 99.v.2003

- ***Vérification des sections selon le RPA***

Dans le premier lieu on a essayé de modéliser la structure selon les résultats qu'on a obtenu par les règles de pré dimensionnement mais on a remarqué que les dimensions qu'on a déjà choisit ne sont pas suffisantes (cas des poteaux).

D'après la vérification de l'article 7.4.3.1 « sollicitations normales » on a remarque que les poteaux de section carré 55x 55 ne vérifie pas car la condition $v = \frac{}{} = 0.48 > 0.3$ donc on a augmenté les dimensions de ces derniers à une section de 70 x 70 avec une réduction de 5 cm après chaque 3 niveaux en ascendant .

Donc les nouvelles dimensions choisit sont illustrés dans le tableau II.20 suivant :

Tab. II.20 : Les dimensions des poteaux de sections carrées dans les divers niveaux

niveau	dimension poteau intermédiaire	Dimension poteau de rive
13eme niveau	50	50
12 eme niveau	50	50
11 eme niveau	50	50
10 eme niveau	55	55
9 eme niveau	55	55
8 eme niveau	55	55
7 eme niveau	60	60
6 eme niveau	60	60
5 eme niveau	60	60
4 eme niveau	65	65
3 eme niveau	65	65
2 eme niveau	65	65
1er niveau	70	35
R.D.C	70	35
Sous-sol	70	35 et 30

Sachant que le poteau de dimension 35*35 supporte seulement la terrasse accessible et le poteau de dimensions 30*30 supporte l'espace vert qui se trouve au niveau du R.D.C

Selon l'article 7.*4.1.* La vérification des sections selon la zone qui est dans notre cas la zone **II-b,** comme suit : (Tab. II.21)

a-sections carrées :

Tab .II.21 : Vérification vis-à-vis RPA des sections poteaux carrés

dimension poteau intermédiaire	**Dimension poteau de rive**				**vérification**
		h=b	he/20	$\frac{1}{4}<\frac{a}{b}<4$	
50	50	≥30	0,162	1	*condition vérifiée*
50	50	≥30	0,162	1	*condition vérifiée*
50	50	≥30	0,162	1	*condition vérifiée*
55	55	≥30	0,162	1	*condition vérifiée*
55	55	≥30	0,162	1	*condition vérifiée*
55	55	≥30	0,162	1	*condition vérifiée*
60	60	≥30	0,162	1	*condition vérifiée*
60	60	≥30	0,162	1	*condition vérifiée*
60	60	≥30	0,162	1	*condition vérifiée*
65	65	≥30	0,162	1	*condition vérifiée*
65	65	≥30	0,162	1	*condition vérifiée*
65	65	≥30	0,162	1	*condition vérifiée*
70	35	≥30	0,162	1	*condition vérifiée*
70	35	≥30	0,187	1	*condition vérifiée*
70	35 et 30	≥30	0,187	1	*condition vérifiée*

- Ces trois conditions sont vérifiées pour toutes les sections adoptées.

b-sections circulaires :

Tab .II.22 : Vérification vis-à-vis du RPA des sections poteaux circulaires

dimension poteau circulaire	D≥35	vérification
35	≥35	*condition vérifiée*
35	≥35	*condition vérifiée*
35	≥35	*condition vérifiée*
35	≥35	*condition vérifiée*
35	≥35	*condition vérifiée*
35	≥35	*condition vérifiée*
35	≥35	*condition vérifiée*
35	≥35	*condition vérifiée*
35	≥35	*condition vérifiée*
40	≥35	*condition vérifiée*
40	≥35	*condition vérifiée*
40	≥35	*condition vérifiée*

Conclusion

- La dalle pleine auras une épaisseur de 17 cm ;
- Le plancher à corps creux : auras une hauteur (h_t) de 20 cm (16+4 dalle de compression) ;
- Les voiles de la cage d'ascenseur et du contreventement prendront une épaisseur de 25 cm et les voiles périphériques prendront une épaisseur de 15 cm ;
- pour le premier type aura une épaisseur de 25 cm. Et les escaliers du deuxième et troisième type aura une épaisseur 17cm.

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

Chapitre III: Calcul des éléments secondaires

III .1 Introduction

On entend par élément secondaire tout élément ne contribuant pas à la stabilité de la structure, c'est-à-dire si l'un de ceux-ci est absent la structure sera toujours en équilibre, donc on cite : les escaliers, l'acrotère, les balcons…etc.

III.2 Calcul de l'acrotère

III.2.1 Principe de calcul

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute, il se modélise en une console verticale encastré à sa base dans la poutre du plancher terrasse. Il est sollicité en flexion composée sous la charge permanente G due au poids propre, la charge d'exploitation Q due à la main courante, et l'effort sismique horizontal Fp.

Le calcul sera effectué selon certaines hypothèses :

- On effectue le calcul pour une bonde d'acrotère de largeur unitaire,
- L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration sera prise préjudiciable.

III.1.2 Evaluation des charges

III.2.2.1 poids propre

Tel que l'on a déjà calculé dans le second chapitre de cette étude, le poids propre de l'acrotère vaut :

$$G = 2.233 \text{ KN/ml}$$

III.2.2.2 charge d'exploitation

Vu que le rôle de l'acrotère est de garder les corps, celui ci est soumis, selon l'article 7.7 du DTR BC-22, à la charge variable suivante :

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

III.2.2.3 l'effort sismique

Les règles RPA99v2003, recommandent dans l'article 6.2.3 la prise en compte d'un effort horizontal de calcul F_p, agissant sur les éléments non structuraux et qui se calcul par la formule suivante :

$$F = 4 A C W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, obtenu à partir du tableau 4.1 des mêmes règles, pour la zone sismique II-b, et le groupe d'usage 1b, ce coefficient prend la valeur suivante :

$$A = 0.25$$

C_p : facteur de force horizontale, donné par le tableau 6.1 des mêmes règles, et pour le cas des éléments en console, il prend la valeur suivante :

$$C = 0.8$$

W_p : c'est le poids propre de l'acrotère, dont :

$$W = G = 2.233 \text{ KN/ml}$$

Alors :

$$_p = 4 \quad 0.2 \quad 0.8 \quad 2.233 = 1.7864 \text{ KN/ml}$$

III 1.3 Calcul des coordonnées du centre de gravité de l'acrotère

Avant de procéder au calcul de celui-ci rappelons d'abord la forme géométrique de l'acrotère, qui, sera présenté dans les figures III.1 et III.2suivantes :

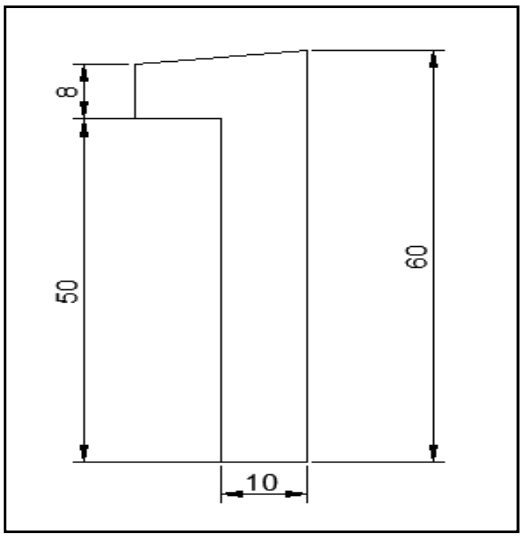


Fig.III.1 : Dimensions acrotère

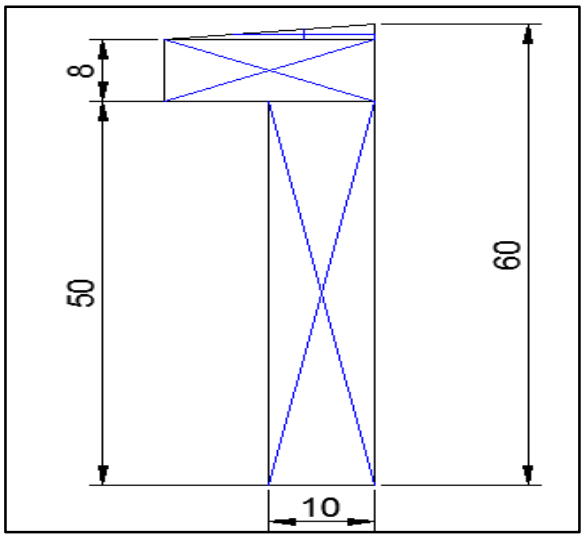


Fig.III.2 : Section pour calcul du moment quadratique

Passant au calcul du centre de gravité :

$$Y = \frac{\sum A\ Y}{\sum A} = \frac{A_1 Y_1 + A\ Y + A\ Y}{A_1 + A + A}$$

$$Z = \frac{\sum A\ Z}{\sum A} = \frac{A_1 Z_1 + A\ Z + A\ Z}{A_1 + A + A}$$

$$= \frac{0.5 \quad 0.1\ 0.25 + \ 0.2 \quad 0.08\ 0.54 + \ 0.02 \quad 0.1 \quad 0.58 + 0.02/3}{0.5 \quad 0.1 \ + \ 0.2 \quad 0.08 \ + \ 0.02 \quad 0.1}$$

$$= \frac{0.5 \quad 0.1\ 0.05 + \ 0.2 \quad 0.08\ 0.10 + \ 0.02 \quad 0.1\ 0.20/3}{0.5 \quad 0.1 \ + \ 0.2 \quad 0.08 \ + \ 0.02 \quad 0.1}$$

$$\begin{cases} Y = 0.0622 \text{ m} = 6.22 \text{ cm}, \\ Z = 0.3281 \text{ m} = 32.91 \text{ cm}. \end{cases}$$

III.2.4 Calcul des sollicitations

La section la plus exposé au danger dans cet élément et celle au niveau de l'encastrement, et qui sera sous les sollicitations cité précédemment, on calcul les efforts induits par chaque une de celles-ci :

- Sous G :

$$N = G = 2.233 KN/ml,$$
$$M = G \quad = 2.233 \quad 0.0622 \quad 0.05 = 0.1388\ KN\ m/ml,$$
$$V = 0$$

- Sous Q :

$$N = 0$$
$$M = Q \quad L = 1 \quad 0.6 = 0.6\ KNm/ml,$$
$$V = Q = 1\ KN/ml.$$

- Sous F_p :

$$N = 0$$
$$M = \ _p \quad = 1.43 \quad 0.3281 = 0.47\ KNm/ml,$$
$$V = \quad = 1.786\ KN/ml.$$

Il faut juste noter que le moment produit par la charge G : M_G est petit par rapport à M_Q et M_E ; donc :

- $M = 0.6 \quad M = 0.47 \quad M = 0.1388\ KN.m/ml$
- $V = 1.786 \quad V = 1\ KN/ml$

Ce qui nous mène à prendre en compte le moment et l'effort tranchant max : $M\ et\ V$

III.2.5 Combinaison des sollicitations

Etant donné que le poids propre G est stabilisateur pour l'acrotère alors il ne sera pas majoré, ce qui nous donne les combinaisons suivantes :

$$N = N + 1.5N = 2.233 + 1.5 \quad 0 = 2.233 KN/ml,$$
à L ELU $$M = M + 1.5M = 0.1388 + 1.5 \quad 0.6 = 1.04\ KNm/ml,$$
$$V = V + 1.5V = 0 + 1.5 \quad 1.786 = 2.68\ KN/ml.$$

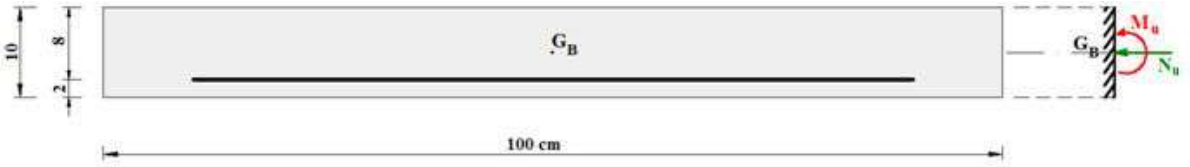
$$N_{ser} = N + N = 2.233 + 0 = 2.233\ KN/ml,$$
à L ELS $$M_{ser} = M + M = 0.1388 + 0.6 = 0.73\ KNm/ml,$$
$$V_{ser} = V + V = 1.786\ KN/ml.$$

III.2.6 Ferraillage de l'acrotère à l'ELU

La section de calcul est schématisée dans la figure suivante, dont :

h = 10 cm, c = 2 cm,

b = 100 cm, d = 8 cm.



III.2.6.1 Détermination de l'excentricité de calcul

D'après l'article A.4.3.5 des règles CBA93, les sections sollicitées en flexion composée avec compression, doivent être vérifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, mais si la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{L}{h} \leq \max\ 15 \text{ et } 20x\frac{e_1}{h}$$

Ces sections peuvent être vérifiées uniquement en flexion composée, à condition qu'on prenne en compte forfaitairement les effets de second ordre, on additionnant l'excentricité e_2 à e_1 et e_a.

Dont :

e_1 : est l'excentricité du premier ordre, avant application des excentricités additionnelles, elle est donnée par :

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{1.04}{2.233} = 0.46\ m = 46\ cm$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfection géométriques initiales de l'élément, elle se détermine par :

$$e = \max\left\{2\ cm \text{ et } \frac{L}{250}\right. = \max\left\{2 \text{ et } \frac{60}{250}\right. = 2\ cm = 0.02\ m$$

L_f : est la longueur de flambement de l'acrotère (console verticale), donc :

$$L = 2\ L = 2 \quad 0.6 = 1.2\ m$$

On vérifie la condition :

$\frac{L}{h} = \frac{1.2}{0.1} = 12 \quad max\left\{15 \text{ et } 20x\frac{0.403}{0.1} = 80.6 \right.$ Condition f

Donc, l'excentricité de calcul sera : $e = e_1 + e + e$

Avec :

e_2 : excentricité forfaitaire qui tient compte l'effet du second ordre lié à la déformation de la structure, est elle se calcul comme suit :

$$e = \frac{3L}{10^4 h}\ 2 + \alpha\varphi$$

Où : Φ : rapport de la déformation finale de fluage à la déformation initiale instantané, généralement il est pris égal à 2,

α : rapport entre moments, calculer par :

$$\alpha = \frac{M}{1.5M + M} = \frac{0.1388}{1.04} = 0.13$$

Donc :

$$e = \frac{3 \quad 1.2}{10^4 \quad 0.1} \quad 2 + 0.13x2 = 9.76\ 10 \quad m = 0.976 \text{ cm}$$

Par conséquent :

$$e = 0.46 + 0.02 + 0.00976 = 0.49 \text{ m} = 49 \text{ cm}$$

III.2.6.2 Position du centre de pression

Pour préciser si la section est entièrement ou partiellement comprimée, on compare l'excentricité e avec la frontière du noyau centrale de la section, c'est-à-dire :

$$e = 49 \text{ cm} \quad \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1.66 \text{cm}$$

Cela veut dire que le centre de pression est en dehors du noyau central, donc la section est partiellement comprimée, ainsi le calcul de ferraillage s'effectuera en flexion simple sous le moment fictif M_{uf} qui se calcul comme suit :

$$M = M + N \quad d \quad \frac{h}{2} = N \quad e + d \quad \frac{h}{2}$$

$$M = 2.233 \quad 0.49 + 0.08 \quad \frac{0.1}{2} = 1.16 \text{ KN m/ml}$$

$$f = 25 \text{ MPa}, \quad \text{acier FeE400.} \qquad \mu = 0.392$$

Puits on calcul le moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M}{bd\ f_b} = \frac{1.16}{1 \quad 0.08^2 \quad 14.2 \quad 10} = 0.0127 \qquad \mu = 0.392$$

Donc l'acier comprimé n'est pas nécessaire, c'est-à-dire : $A = 0$

$$\alpha = 1.25\ 1 \qquad \overline{1 \quad 2\mu_b} = 1.25\ 1 \quad \sqrt{1 \quad 2 \quad 0.0127} = 0.025$$

$$Z = d\ 1 \quad 0.4\alpha = 0.08\ 1 \quad 0.4 \quad 0.025 = 0.0792\ m$$

Comme : $\alpha = 0.025 \quad 0.259$, l'ELU est atteint en pivot A, c'est-à-dire :

$$\varepsilon = 10‰$$
$$\varepsilon_b \quad 3.5‰$$
$$\sigma = \sigma \quad = 348\ MPa$$

Donc on calcul la section fictive de l'acier tendue :

$$A = \frac{M}{Z\ \sigma} = \frac{1.16}{0.0792 \quad 348 \quad 10} = 4.2\ 10 \quad m^2 = 0.42\ cm^2$$

Le ferraillage réel en flexion composée se déduit, donc du ferraillage fictif comme suit :

$$A = A \quad = 0$$

$$A = A \quad \frac{N}{\sigma} = 4.2\ 10 \qquad \frac{2.233}{348 \quad 10} = 3.55\ 10 \quad m^2 = 0.355\ cm^2$$

III.2.6.3 Le ferraillage minimal

Le ferraillage minimal en flexion composée est la plus grande des deux valeurs obtenues par l'application de la règle de millième et la condition de non fragilité :

$$A \quad A \quad_n = \max\left\{\frac{b\ h}{1000}, 0.23\ b\ d\ \frac{f}{f}\right.$$

$$A \quad_n = \max\left\{\frac{100 \quad 10}{1000}, 0.23 \quad 100 \quad 8 \quad \frac{2.1}{400}\right. = 1\ cm^2$$

Donc :

$$A = \max\ A \quad_{ṅ} A \quad = \max\ 1, 0.355\ = 1\ cm^2$$

III.2.6.4 Description des armatures

a- Armatures principales

L'espacement des armatures principales sera de 20 cm, ce qui vérifie la condition suivante :

Fissuration préjudiciable $\quad s \leq \min\ 2h, 25\ cm = \min\ 2 \quad 10, 25 = 20\ cm$

Comme :$A_s = 1\ cm^2$ *on ado te*

10 T 10 *ourles armatures su érieures et in érieures, avec un es acement de* 20*cm*.

Et en généralise pour toute la longueur de l'acrotère.

b- Armatures de répartition

Selon l'article A.8.2.4.1 du CBA 93, la section des armatures de répartition découle de celle des armatures principales, par la baie de la formule suivante :

$$A \quad \frac{A}{4} \quad \text{pour le cas des charges non concentrées,}$$

Donc :

Pour 1m de langueur on a :

$$A \quad \frac{7.86}{4} = 1.965\ cm^2 \qquad \text{on adopte} \quad 8\ T\ 10 \ \text{ avec} \quad A = 6.29\ cm^2$$

L'espacement des armatures de répartition sera de 15 cm.

III.2.6.5 Vérification du diamètre des armatures

Le diamètre adopté pour les armatures des de sens, doit vérifié la condition suivante :

$$\leq \frac{}{10} \qquad = 0.8\ cm \quad \frac{}{10} = \frac{10}{10} = 1\ cm \qquad \text{Condition} \qquad f$$

III.2.7 Vérification des contraintes à l'ELS

On doit vérifier que : $\begin{cases} \sigma_b \leq \sigma_b \\ \sigma \leq \sigma \end{cases}$

Avec :

$$\sigma = \min\left\{\frac{2\,f}{3}, 110 \quad \overline{\eta\, f}\right. = 201.633\ \text{MPa} \quad 202\ \text{MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$\sigma_b = 0.6\,f = 15$ MPa.

- Calcul des contraintes σ_b et σ :

Pour le cas de la flexion composée, et pour une section partiellement comprimée, le calcul des contraintes dans le béton et dans l'acier, s'effectue de la façon suivante :

$$c = \frac{}{2} \quad e$$

Avec :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0.73}{2.233} = 0.327\ m$$

$$c = \frac{0.1}{2} \quad 0.327 = \quad 0.277 \text{ m}$$

On calcul les deux termes p et q comme suit :

$$p = \quad 3\,c^2 \quad 90\,A \quad \frac{c}{b} + 90\,A \quad \frac{d \quad c}{b}$$

$$q = \quad 2\,c \quad 90\,A \quad \frac{c}{b}^{2} \quad 90\,A \quad \frac{d \quad c}{b}^{2}$$

Où : $A \quad = 0$

$$p = \quad 3 \quad 0.277 \quad + \quad 90 \quad 2.31\,10^{-4} \quad \frac{0.08 + 0.277}{1} = \quad 0.23$$

$$q = \quad 2 \quad 0.277 \quad 90 \quad 2.31\,10^{-4} \quad \frac{0.08 + 0.277}{1}^{2} = \quad 0.040$$

Puits on résolue l'équation : $z \quad + p\,z + q = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4\,p}{27} = 0.04^2 + \frac{4 \quad 0.23}{27} = \quad 2.02\,10^{-4} \quad 0$$

$\Delta \quad 0$

$$\varphi = \text{Arc}\cos \quad \frac{3q}{2p} \quad \sqrt{\frac{3}{p}} \qquad \varphi = \cos^{-1} \quad \frac{3 \quad 0.04}{2 \quad 0.23} \quad \sqrt{\frac{3}{0.23}}$$

$$a = 2 \quad \sqrt{\frac{p}{3}} \qquad a = 2 \quad \sqrt{\frac{0.23}{3}}$$

Donc on trouve : $\varphi = 160.41°$, $a = 0.554$

Les trois solutions de l'équation de degré 3 sont comme suit :

$$z_1 = a\cos \quad \frac{\varphi}{3} \quad = 0.554 \quad \cos \quad \frac{160.41}{3} \quad = 0.32 \text{ m}$$

$$z \quad = a\cos \quad \frac{\varphi}{3} + 120° \quad = 0.554 \quad \cos \quad \frac{160.41}{3} + 120 \quad = \quad 0.55 \text{ m}$$

$$z \quad = a\cos \quad \frac{\varphi}{3} + 240° \quad = 0.554 \quad \cos \quad \frac{160.41}{3} + 240 \quad = 0.22\text{m}$$

On calcul Y_{ser}, la distance entre le centre de pression et l'axe de la fibre la plus comprimé (supérieure) : $y \quad = z + c$

Pour z, on choisie parmi les trois solutions précédentes celui qui donne :

$$0 \leq y \quad \leq d \quad 0 \leq y \quad \leq 0.08 \text{ m}$$

Alors on prend : $z = z_1 = 0.32\text{m}$,

$$y \quad = 0.32 \quad 0.277 = 0.043 \quad 0.08\,m$$

En suite en calcul l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b\,y}{3} + 15\ \ A\ \ d\ \ y\ \ \ \ + A\ \ y\ \ \ \ d\ \ ^2$$

$$I = \frac{1\ \ \ 0.043}{3} + 15\ \ \ 2.31\ 10\ \ ^4\ \ 0.08\ \ \ 0.043\ \ \ = 3.12\ 10\ \ \ \ m^4$$

Par conséquent :

$$\sigma_b\ = \frac{z\,N}{I}\ y \qquad\qquad \sigma_b\ = \frac{0.32\ \ \ 2.233\ 10}{3.12\ 10}\ \ \ 0.043$$

$$\sigma\ = 15\frac{z\,N}{I}\ \ d\ \ y \qquad\qquad \sigma\ = 15\ \ \frac{0.32\ \ \ 2.233\ 10}{3.12\ 10}\ \ \ 0.08\ \ \ 0.043$$

$$\begin{cases}\sigma_b\ = 0.98\ \text{MPa}\ \ \ 1\ \text{MPa}\ \ \ \sigma_b\ = 15\ \text{MPa} & \text{Condition}\ \ \ \ \ \ \text{f}\\ \sigma\ = 12.71\ \text{MPa}\ \ \ 13\ \text{MPa}\ \ \ \sigma\ = 202\ \text{MPa} & \text{Condition}\ \ \ \ \ \ \text{f}\end{cases}$$

Conclusion : Le ferraillage adopté à l'ELU, est valable pour l'ELS.

III .1.8 Vérification à l'effort tranchant (ELU)

Suivant l'article A.5.1.1 des règles CBA 93, on doit vérifier la condition suivante :

$\tau\ \leq \tau$

Avec :

$$\tau\ = \frac{}{b} = \frac{.14\ \ 1}{1\ \ .} = 0.0268\ \text{MPa}$$

$$\tau\ = \min\ \frac{.}{}, 5\ \text{MPA}\ \ = 3.33\ \text{MPa}$$

Donc : $\tau\ = 0.0268\ \ \ \tau\ = 3.33\ \text{MPa}$ Condition f

Cela veut dire que ce n'est pas nécessaire de prévoir des armatures transversales.

III.3 Calcul du plancher

Comme a été motionné dans le chapitre précédent, notre ouvrage a deux types différents de dalles, la dalle pleine pour le plancher RDC et les balcons, et une dalle à corps creux en (16+4) pour les autres planchers. En premier lieu on effectue un calcul des nervures du corps creux, et en second lieu on effectue le calcul de la dalle pleine et son ferraillage.

III.3.1 Les planchers en corps creux

Pour les planchers, on remarque qu'ils ont tous la même charge permanente hors mis celui de la terrasse, tandis que les charges d'exploitations sont différentes on se contentera d'étudier un seul en détail pour illustré la méthode de calcul, et les autres seront tous résumé dans un tableau.

- Etage courant : $G = 5.106\ Kn/m^2$
- Plancher terrasse inaccessible $G = 6.65\ Kn/m^2$

Pour les charges d'exploitation de chaque niveau voir le **tab .II.10**

III.3.1.1 Ferraillage de la dalle de compression

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm ; pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 30 cm ; pour les armatures parallèle aux nervures.

Les sections doivent être :

- $si\ \ l\quad 50cm\quad A_s\quad —\quad cm\quad {}_e\ en\ MPa$
- $si\ \ 50cm\quad l\quad 80cm\quad A_s\quad \frac{4\ l}{}\quad cm$
- l : Longueur entre l'axe des poutrelles (cm).

Dans notre cas : ${}_e = 520\ MPa\ ; l = 65\ cm$

- $50cm\quad l\quad 80cm\quad A_s\quad \frac{4\ \ 6}{} = 0.5\ \ cm$

Le diamètre des barres doit être : $\leq \frac{}{1} = \frac{4}{1} = 0.4\ cm$

On prend un diamètre $= 6\ mm$ (diamètre minimale disponible) pour les deux sens.

On prend 3 6 de surface $A\ {}_1 = 0.85cm$ avec un espacement

$St = 15\ cm \leq 20$ Condition f

Donc : pour $1ml$ on prend 7 6 $/ml$ de surface $A_s = 1.98cm$

Pour les armatures parallèles aux nervures, elles doivent vérifiée :

$$A_s \leq \frac{A_{s1}}{2} = \frac{1.98}{2} = 0.99\ cm$$

$Soit\ \ 4\ \ 6$ Avec un espacement $St = 15cm$

Donc pour la dalle de compression, on adopte un treille soudé d'un quadrillage à maille de 150*150 mm suivant les deux sens.

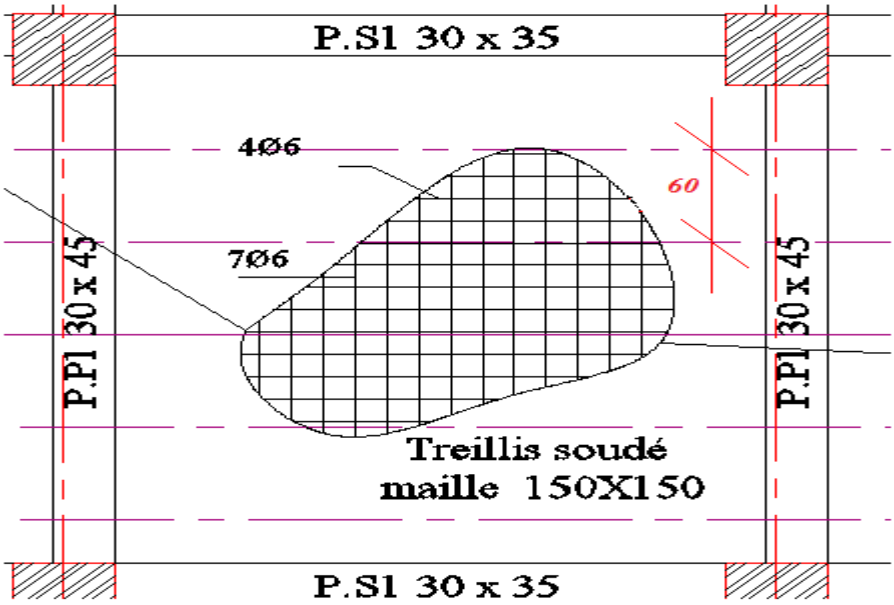


Fig. III.3 Détail d'un treillis soudé

III.3.1.2 Ferraillage des poutrelles

Le calcul des poutrelles s'effectue selon deux étapes :

- Etape 1: avant coulage.
- Etape 2: après coulage.

A- Etage courant plancher linéaire

A.1 Avant le coulage

Cette étape consiste à enrober les armatures inférieures par coulage du béton dans la partie inférieure.

Avant le coulage du béton, la poutrelle est considérée comme poutre simplement appuyée, est soumise à son poids propre, à celui des entrevous et à la surcharge due à l'ouvrier.

A.2 Après le coulage

Après le coulage du béton du plancher, la poutrelle initialement isostatique devient continue, et peut être étudiée en flexion simple, soit comme section rectangulaire de largeur b = 100mm et de hauteur la hauteur du plancher h=200mm.

On fera une étude sur le plancher d'étage courant pour l'habitation alors on retient :

$$\begin{cases} G = 5.106\ Kn/m^2 \\ Q = 1.5\ Kn/m \end{cases}$$

Mais ces chargement sont donné au mettre linéaire, ce qu'on cherche c'est le chargement revenant à chaque entrevous soit avec une largeur de 0.60 m ce qui induit :

$$\begin{cases} G = 5.106 \quad 0.60 = 3.0636\ Kn/ml \\ Q = 1.5 \quad 0.60 = 0.9\ Kn/ml \end{cases}$$

On a deux modèles pour le calcul de ce plancher le premier est représenté dans la figure III.4 suivante , le deuxième se trouve ci-après :

- **(1er cas)**

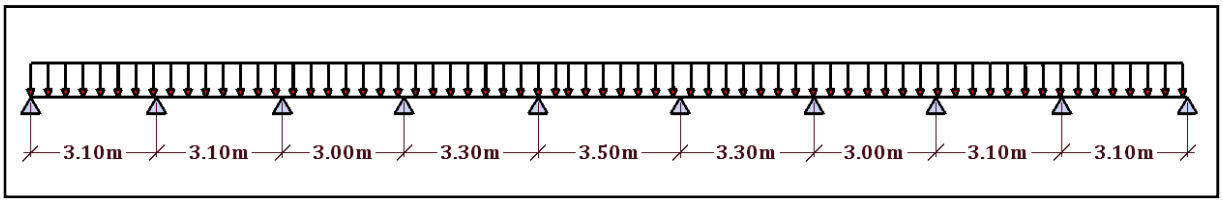


Fig.III.4 Longueur des portiques

Pour trouver la valeur de la charge repartie ***q***, on doit utiliser les combinaisons de charge :

- ELU : $q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \quad 3.0636 + 1.5 \quad 0.9 = 5.5\ Kn/ml$
- ELS $q_s = G + Q = 3.0636 + 0.9 = 4\ Kn/ml$

Pour calculer les poutrelles on utilise la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot, on vérifie si la méthode forfaitaire est applicable.

A.3 vérification de la validité de la méthode forfaitaire

- 1ère condition : La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/ml

$$G = 5KN/ml$$

$Q = 1.5\ KN/ml$ Condition vérifiée

2ème condition : Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées. *Condition vérifiée*

$=$ te Pour toutes les travées

- 3ème condition : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

Condition vérifiée

$$0{,}8 \leq li\ /\ li + 1 \leq 1{,}25$$

- 4ème condition : La fissuration est peu nuisible. *Condition vérifiée.*

Donc on la méthode forfaitaire est belle et bien valide, donc on pourra l'appliquer.

A.3.1 Le moment fléchissant

On exprime les moments max en travées et sur appuis en fonction de M (moment dans la travée isostatique de référence).

Pour chaque travée, on pose : $=$ ——

$$K = \frac{\qquad}{1. \qquad 1.} = 0.72$$

- M le moment fléchissant isostatique de la travée considérée.
- M et M_e les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- Mt le moment maximal en travée en prenant en compte la continuité.

On doit avoir :

$$M_t + \frac{\qquad}{\qquad} \quad \max\begin{cases} 1 + 0.3 & M \\ 1.05\,M \end{cases} \quad \text{……(1)}$$

Les valeurs prise pour $M_t, M \quad et\ M_e$ doivent vérifier les conditions suivantes :

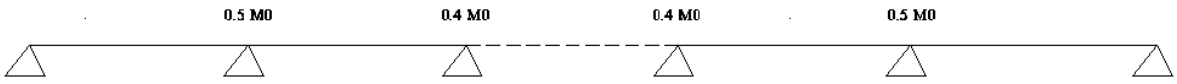
- *Travée de rive :*

$$Mt \quad \frac{1. \quad .}{\qquad} \quad M \quad \text{……..(2)}$$

- *Travée intermédiaire :*

$$Mt \quad \frac{1 \quad .}{\qquad} \quad M \quad \text{……..(3)}$$

- *Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :*
  - Cas de plus de 3 travées :



A.3.2 L'effort tranchant

$$\text{a} = \text{l}\,\frac{1}{1 + \frac{\text{M} + \text{M}}{\text{M} + \text{M}}} \qquad \text{et} \qquad \text{b} = \text{l} \quad \text{a}$$

$$\text{V} = 2\frac{\qquad}{\qquad} \qquad \text{et} \qquad \text{V} = 2\frac{\qquad}{\text{b}} \text{……(2)}$$

Tab. III. 1 Sollicitation du 1er portique d'après la méthode forfaitaire

travée	Portée (m)	G (kN/m)	Q (kN/m)	qu (KN/m)	qs (KN/m)	0.8<li/li-1<1.25
1	3.10	3.0636	0.9	5.5	4	
2	3.10	3.0636	0.9	5.5	4	1.00
3	3.00	3.0636	0.9	5.5	4	0.97
4	3.30	3.0636	0.9	5.5	4	1.10
5	3.50	3.0636	0.9	5.5	4	1.06
6	3.30	3.0636	0.9	5.5	4	0.94
7	3.00	3.0636	0.9	5.5	4	0.91
8	3.10	3.0636	0.9	5.5	4	1.03
9	3.10	3.0636	0.9	5.5	4	1.00

Tab. III.2 : Calcul des moments à l'ELU (KN.m)

	travée	M_0 KN.m	M_w	M_e	α	M_{tu} Selon (1)	M_{tu} Selon (2)et (3)	M_{tu} max
Calcul des moments à l'ELU (KN.m)	1	**6.6**	0	3.3	0.225	5.4	3.6	5.4
	2	**6.6**	3.3	2.64	0.225	4.07	3.52	4.07
	3	**6.2**	2.64	3	0.225	3.8	3.3	3.8
	4	**7.5**	3	3.36	0.225	4.82	4	4.82
	5	**8.4**	3.36	3.36	0.225	5.6	4.5	5.6
	6	**7.5**	3.36	3	0.225	4.82	4	4.82
	7	**6.2**	3	2.64	0.225	3.8	3.3	3.8
	8	**6.6**	2.64	3.3	0.225	4.07	3.52	4.07
	9	**6.6**	3.3	0	0.225	5.4	3.6	5.4

Tab. III.3 Calcul d'efforts tranchants à l'ELU (KN)

Calcul des efforts tranchants à l'ELU (KN)	a (m)	M_w KN.m	M_e KN.m	M_{tu} max	L (m)	b (m)	V_e en KN	V_w en KN
	1.36	0	3.3	5.4	3.10	1.74	10	-7.94
	1.58	3.3	2.64	4.07	3.10	1.52	8.83	-9.33
	1.47	2.64	3	3.8	3.00	1.53	8.88	-8.76
	1.63	3	3.36	4.82	3.30	1.67	9.8	-9.6
	1.75	3.36	3.36	5.6	3.50	1.75	10.24	-10.24
	1.63	3.36	3	4.82	3.30	1.67	9.36	-10.03
	1.47	3	2.64	3.8	3.00	1.53	8.42	-9.25
	1.58	2.64	3.3	4.07	3.10	1.52	9.7	-8.5
	1.36	3.3	0	5.4	3.10	1.74	6.2	-12.8

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, ce qui est le cas ici , les grandeurs calculées sont proportionnellement à cette charge , pour obtenir les valeurs à l'ELS il suffit donc de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_{ser}/q_u qui égale à 0.7 .

Tab. III.4 : Calcul des moments à l'ELS (KN.m)

Calcul des moments à l'ELS (KN.m)	travée	M_{tu} KN.m	K	M_{tu} * K	M_{ts}
	1	5.4	0.7	3.8	3.8
	2	4.07	0.7	2.85	2.85
	3	3.8	0.7	2.66	2.66
	4	4.82	0.7	3.4	3.4
	5	5.6	0.7	3.92	3.92
	6	4.82	0.7	3.4	3.4
	7	3.8	0.7	2.66	2.66
	8	4.07	0.7	2.85	2.85
	9	5.4	0.7	3.8	3.8

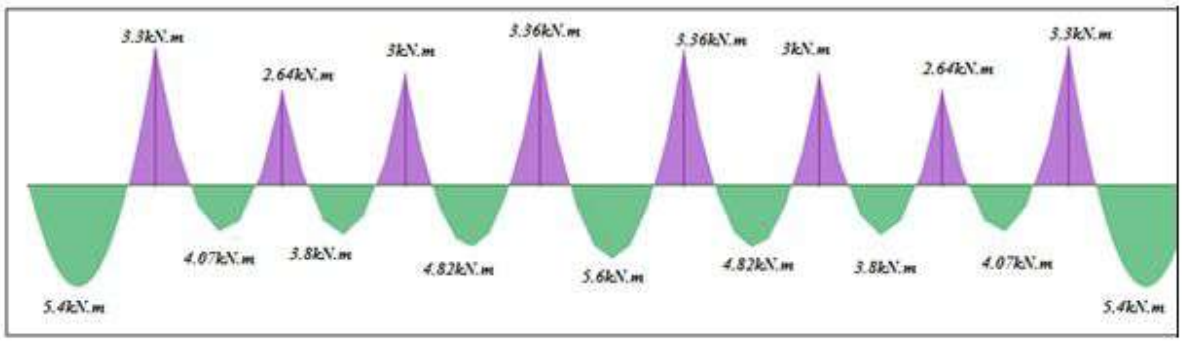
Tab. III. 5 : Calcul des efforts tranchants à l'ELS (KN)

Calcul des efforts tranchants à l'ELS (KN)	V_{eu} (KN)	V_{es} (KN)	V_{wu} (KN)	V_{ws} (KN)
	10	7	-7.94	-5.56
	8.83	6.18	-9.33	-6.53
	8.88	6.21	-8.76	-6.13
	9.8	6.86	-9.6	-6.72
	10.24	7.17	-10.24	-7.17
	9.36	6.55	-10.03	-7.02
	8.42	5.9	-9.25	-6.5
	9.7	6.8	-8.5	-5.95
	6.2	4.3	-12.8	-8.96

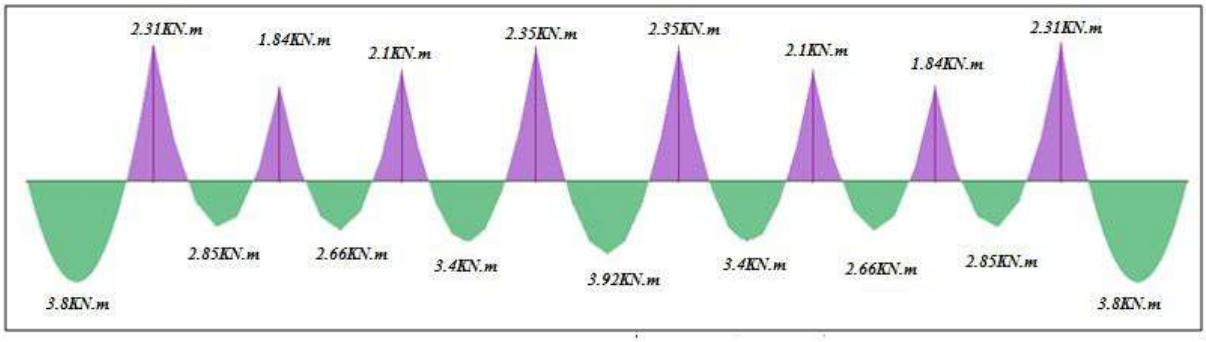
Une fois les résultats obtenus on pourra construire les diagrammes suivants :

a) Diagramme des moments

ELU

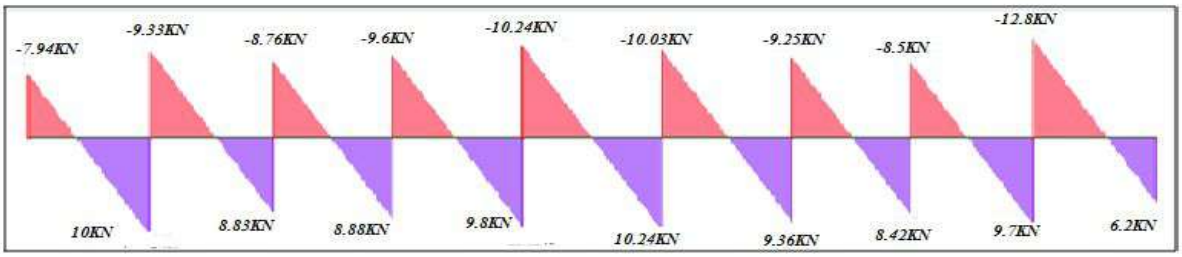


ELS

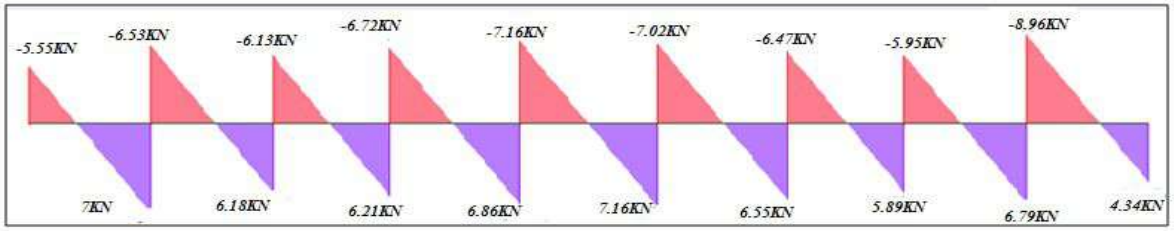


b) Diagramme de l'effort tranchant *:*

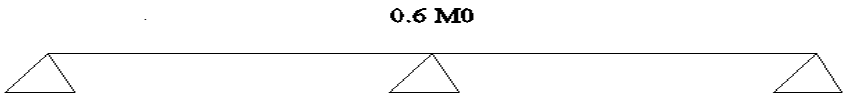
ELU



ELS



2ème cas



travée	Portée (m)	G (kN/m)	Q (kN/m)	qu (KN/m)	qs (KN/m)	0.8<li/li-1<1.25
1	3.28	3.0636	0.9	5.5	4	
						0.75
2	2.48	3.0636	0.9	5.5	4	

Ce deuxième type de plancher est différent par rapport au premier, parce que la méthode forfaitaire n'est pas applicable est c'est la condition ou $0{,}8 \leq li \,/\, li + 1 \leq 1{,}25$ Condition non vérifiée. Dans ce cas de figure on applique la méthode de ***Caquot.***

- **Principe de la méthode**

Pour une poutre continue sur (n) appuis, la méthode des 3 moments aboutit à résoudre un système de (n-1) équations à (n-1) inconnues qui sont les moments sur les appuis. La méthode de calcul par Albert Caquot (1881-1976) part du postulat que les moments sur appuis sont provoqués par les charges se trouvant sur les travées adjacentes à l'appui considéré.

- **Portées de calcul (selon Caquot)**

- Les moments au nus des appuis sont calculés en tenant compte uniquement des charges appliquées sur les travées voisines à gauche (w) et à droite (e)
- On détache de chaque coté des appuis des travées fictives de longueur l et l_e
  - l ou $l_e = 0.8\, l_i$ pour les travées intermédiaires.
  - l ou $l_e = l_i$ pour les travées de rives sans console.

Cas courant (Fig.III.5)

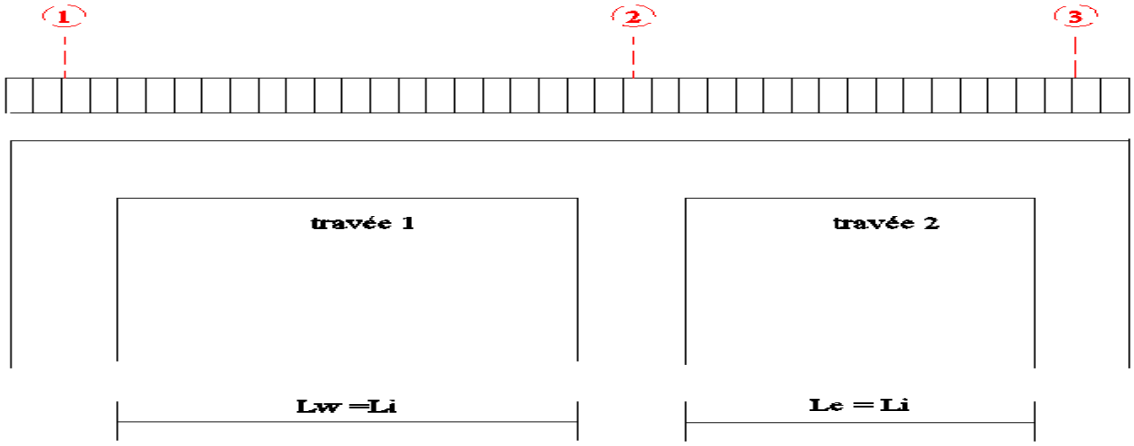
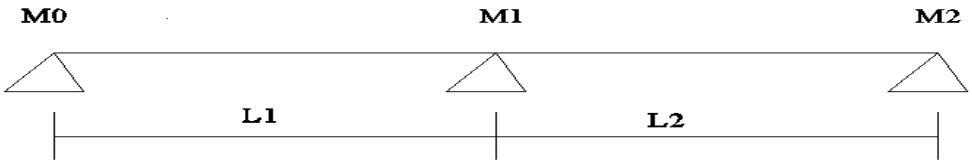


Fig.III.5 Calcul des moments par la méthode de Caquot

La méthode utilisée par Caquot est la méthode de calcul de la RDM qui est : celle des trois moments.

- **Méthode des trois moments**

- **Principe :**



- **Calcul des moments sur appuis**

Caquot minoré

Cette méthode s'applique aux poutres qui supportent des charges d'exploitation modérées mais pour lesquelles la méthode forfaitaire n'est pas applicable. La démarche de calcul est identique) la méthode de Caquot exposée ci après la différence réside dans la possibilité de diminuer les moments sur appuis (donc d'augmenter les moments en travée). Pour cela, on minore les charges permanentes pour calculer les moments sur appuis (et uniquement lors de cette étape de calcul) d'un coefficient compris entre 1 et 1/3

Cas des charges uniformément reparties

$$ {}_iM_{i\ 1} + \ c_i + a_{i\ 1}\ M_i + \ {}_{i\ 1}M_{i\ 1} = \quad {}_{i\ 1} \quad {}''_i$$

$$a_i = 2\ {}_i = c_i = \frac{l_i}{3\ {}_i l_i}$$

Dans le cas ou l'inertie des sections est constante la formulation proposée dans l'annexe E2 du CBA 93 :

$$M_i = \frac{l \quad + \quad _e l \ _e}{8.5 \ l \quad + l \ _e}$$

Et d'après A. Caquot $M_{i\ 1} = M_{i\ 1} = 0$ et $\quad = \quad te$

Calcul des moments sur travée et de l'effort tranchant

L'effort tranchant et le moment fléchissant sont calculés en considérant les travées réelles (de portée *l* et non *l'*).

La travée (i) est chargée. Soit x l'effort tranchant et x moment fléchissant dans la travée isostatique associée. Par superposition on obtient donc les équations des éléments de réduction dans la poutre hyperstatique.

$$V\ x \ = \quad x \ + \frac{M_{i\ 1} \quad M_i}{L_i}$$

$$M\ x \ = \quad x \ + M_i \ \frac{x}{L_i} \ + M_{i\ 1} \ 1 \quad \frac{x}{L_i}$$

Courbes enveloppes de M(x) et V(x)

Selon l'article ***B.6.1.22*** du ***CBA 93*** chapitre actions et sollicitations, pour chaque combinaison d'action on recherchera le cas de charge le plus défavorable vis-à-vis de l'état limite étudié et la sollicitation étudiée. Les courbes de *M(x)* ainsi superposées sur un même graphique permettent de réaliser l'épure d'arrêt des barres.

Cette phase consiste à charger et décharger les travées, on donne quelques exemples schématisé ci-dessous (Fig.III.6) :

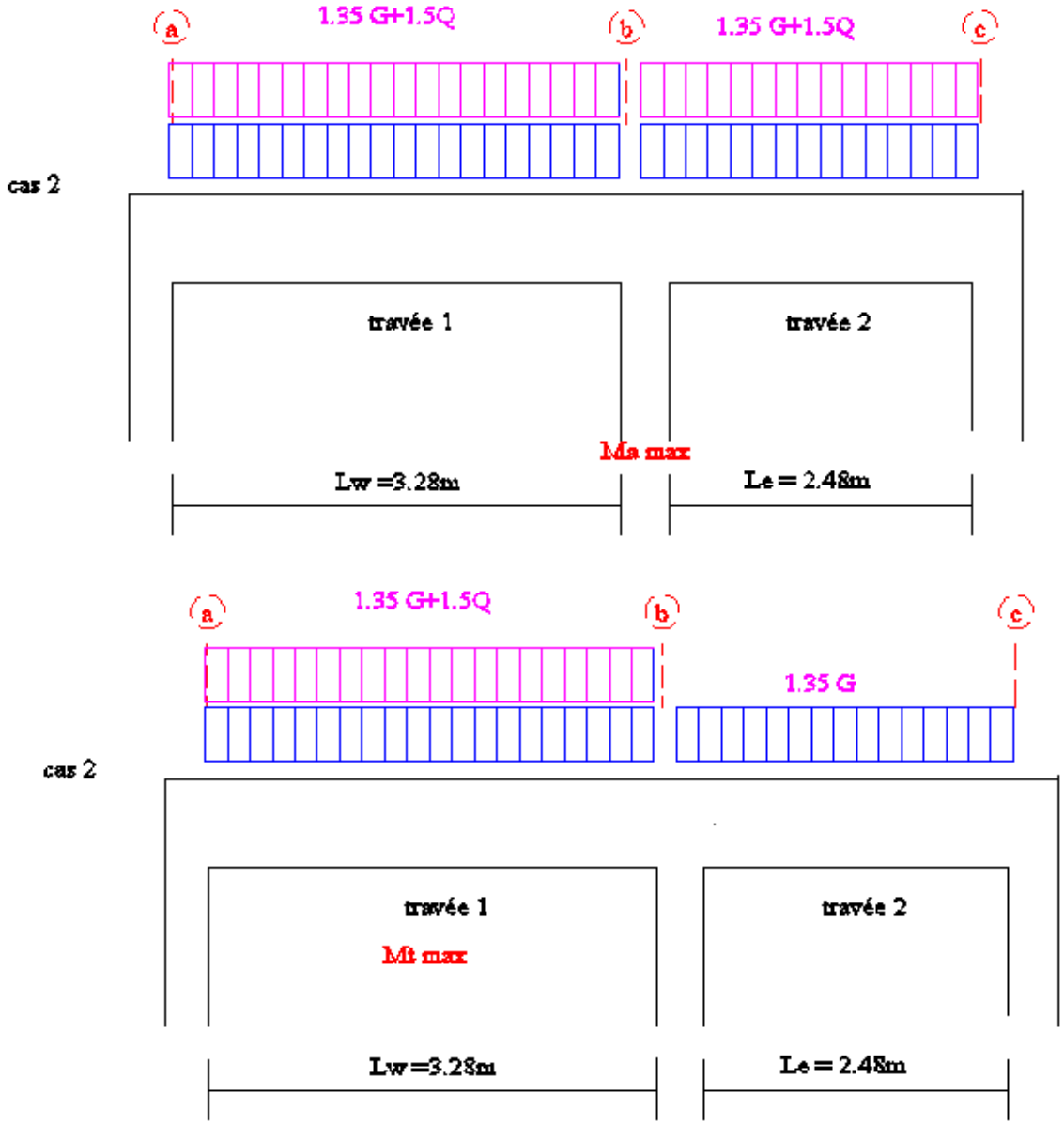


Fig.III.6 : Cas de chargement pour avoir les courbes enveloppes Caquot

- **Détermination du moment minimum à l'appui (Mb)** :

On obtient le moment min à l'appui en déchargeant les deux travées adjacentes à cet appui .Comme notre poutre est uniformément chargée a une section constante donc :

$$M_{bmax} = \frac{p\ l}{.\ l} \quad \frac{p\ l}{l} = 5.67 \text{ KN.m}$$

- **Détermination du moment maximum à l'appui (Mb)** :

On obtient le moment max à l'appui en surchargeant les deux travées adjacentes à cet appui. Comme notre poutre est uniformément chargée a une section constante donc :

$$M_{bmi} = \frac{p\ l}{.\ l} \quad \frac{p\ l}{l} = 4.26 \text{ KN.m}$$

- **Détermination du moment maximum en travée** $M_{t(ab)}$:

On obtient le moment max en une travée en la surchargeant et déchargeant la travée adjacente. Comme notre poutre est uniformément chargée a une section constante donc :

$$M_{t\ ab\ max} = M \quad \underline{a \quad b} = 5.26 \text{ KN.m}$$

- **Détermination du moment minimum en travée** $M_{t(ab)}$:

On obtient le moment min en une travée en la déchargeant et surchargeant la travée adjacente. Comme notre poutre est uniformément chargée a une section constante donc :

$$M_{t\ ab\ mi} = M \quad \underline{a \quad b} = 2.72 \text{ KN.m}$$

- **Détermination du moment maximum en travée** $M_{t(bc)}$:

On obtient le moment max en une travée en la surchargeant et déchargeant la travée adjacente. Comme notre poutre est uniformément chargée a une section constante donc :

$$M_{t\ bc\ max} = M \quad \underline{b \quad c} = 2.09 \text{ KN.m}$$

- **Détermination du moment minimum en travée** $M_{t(bc)}$:

On obtient le moment min en une travée en la déchargeant et surchargeant la travée adjacente. Comme notre poutre est uniformément chargée a une section constante donc :

$$M_{t\ bc\ mi} = M \quad \underline{b \quad c} = 0.34 \text{ KN.m}$$

Affin de faire tous ce travail on a utilisé un programme de calcul Excel.

Donc on donnera les résultats trouvés ci-dessous :

1- Cas (2) plancher linéaire (Fig.III.7) :

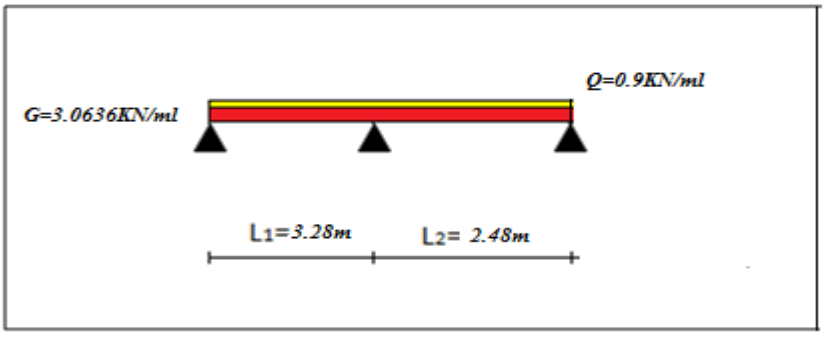


Fig.III.7 : Charges permanentes et d'exploitation

Courbe enveloppes Fig.III.8 des moments à l'ELU

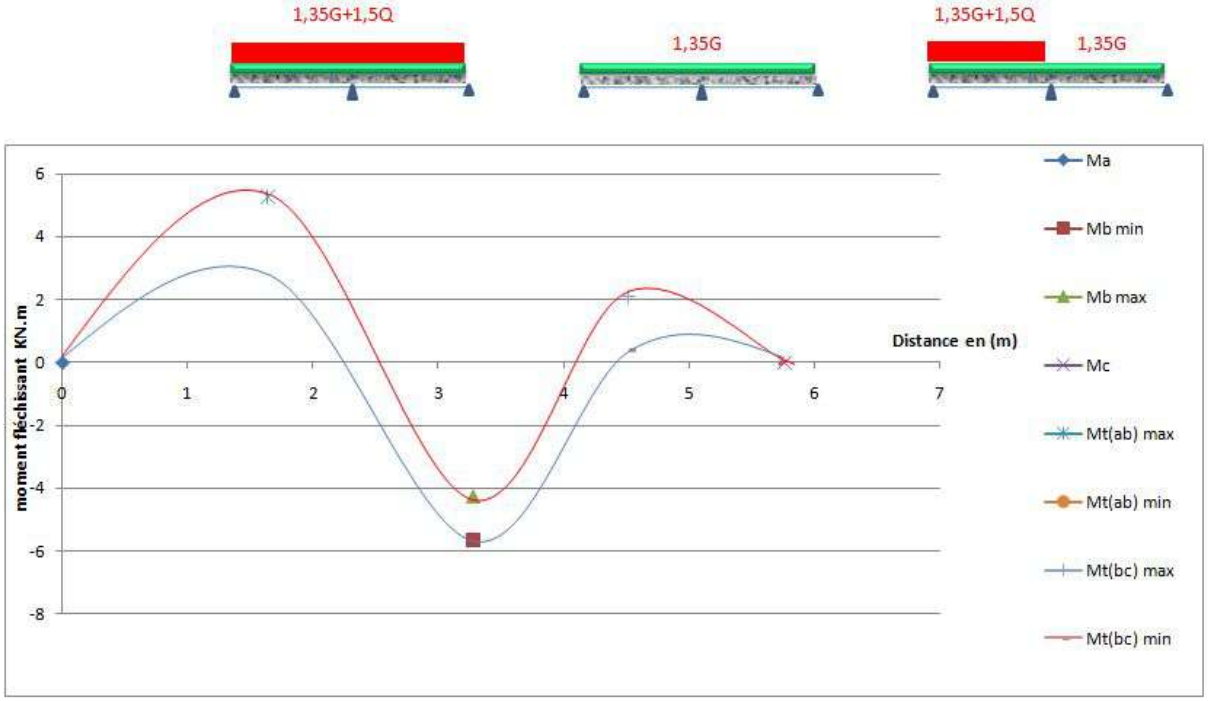


Fig.III.8 Courbe enveloppes des moments à l'ELU

B- plancher incliné de 45°

B.1 Après coulage : Après le coulage du béton du plancher, la poutrelle initialement isostatique devient continue, et peut être étudiée en flexion simple, soit comme section rectangulaire de largeur b = 100mm et de hauteur la hauteur du plancher h=200mm.

On fera une étude sur le plancher d'étage courant pour l'habitation alors on retient :

$$\begin{cases} G = 5.106\ Kn/m^2 \\ Q = 1.5\ Kn/m \end{cases}$$

Mais ces chargement sont donné au mettre linéaire, ce qu'on cherche c'est le chargement revenant à chaque entrevous soit avec une largeur de $0.60\ m$ ce qui induit :

$$\begin{cases} G = 5.106 \quad 0.60 = 3.0636\ Kn/ml \\ Q = 1.5 \quad 0.60 = 0.9\ Kn/ml \end{cases}$$

Le model réduit de calcul du plancher est représenté dans la figure III.9 suivante : (1er cas)

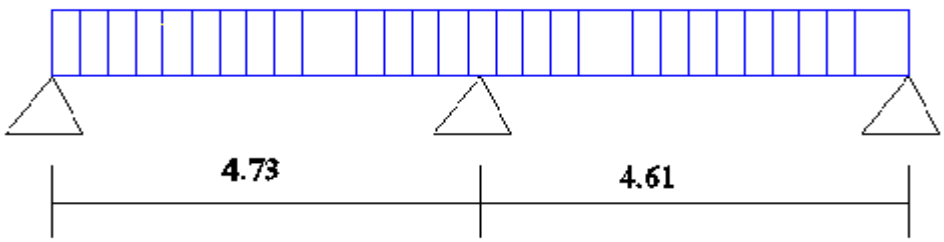


Fig.III.9 : Longueur des portiques

Pour trouver la valeur de la charge repartie ***q***, on doit utiliser les combinaisons de charge :

- ELU : $q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \quad 3.0636 + 1.5 \quad 0.9 = 5.5\ Kn/ml$
- ELS $q_s = G + Q = 3.0636 + 0.9 = 4\ Kn/ml$

Pour calculer les poutrelles on utilise la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot, on vérifie si la méthode forfaitaire est applicable.

B.2 Vérification de la validité de la méthode forfaitaire :

- 1ère condition : La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/ml

Condition vérifiée

$$G = 5KN/ml$$

$$Q = 1.5\ KN/ml$$

- 2ème condition : Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées.

Condition vérifiée

$= te$ Pour toutes les travées

- 3ème condition : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

Condition vérifiée

$$0{,}8 \leq li\ /\ li + 1 \leq 1{,}25$$

- 4ème condition : La fissuration est peu nuisible.

Condition vérifiée.

Donc on la méthode forfaitaire est belle et bien valide, donc on pourra l'appliquer.

B.3 Le moment fléchissant *:*

On exprime les moments max en travées et sur appuis en fonction de M (moment dans la travée isostatique de référence).

Pour chaque travée, on pose : $=$ ——

$$K = \frac{\quad}{1. \qquad 1.} = 0.72$$

- M le moment fléchissant isostatique de la travée considérée.
- M et M_e les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- Mt le moment maximal en travée en prenant en compte la continuité.

On doit avoir :

$$M_t + \frac{\quad}{\quad} \quad \max\begin{cases} 1 + 0.3 & M \\ 1.05\,M \end{cases} \quad \text{……(1)}$$

Les valeurs prise pour $M_t, M \quad et\ M_e$ doivent vérifier les conditions suivantes :

- *Travée de rive :*

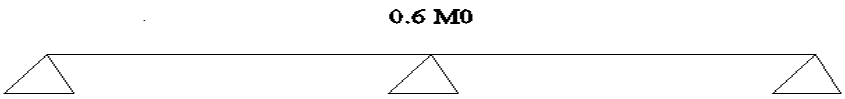
$$Mt \quad \frac{1.\quad .}{\quad} \quad M \quad \text{……..(2)}$$

- *Travée intermédiaire :*

$$Mt \quad \frac{1\quad .}{\quad} \quad M \quad \text{……..(3)}$$

- *Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :*

  - Cas de 2 travées :



B.4 L'effort tranchant :

$$a = l\,\frac{1}{1 + \frac{M + M}{M + M}} \quad \text{et} \quad b = l - a$$

$$V = 2\frac{\quad}{\quad} \quad \text{et} \quad V = 2\frac{\quad}{b} \text{……(2)}$$

travée	Portée (m)	G (kN/m)	Q (kN/m)	qu (KN/m)	qs (KN/m)	0.8<li/li-1<1.25
1	4.73	3.0636	0.9	5.5	4	0.97
2	4.61	3.0636	0.9	5.5	4	

Calcul des efforts tranchants à l'ELU (KN)	a (m)	M_w KN.m	M_e KN.m	M_{tu} max	L (m)	b (m)	V_e en KN	V_w en KN
	2.02	0	9.23	11.80	4.73	2.71	15.52	-11.68
	2.65	9.23	0	10.98	4.61	1.96	11.20	-15.25

Calcul des moments à l'ELU (KN.m)	travée	M_0 KN.m	M_w	M_e	α	M_{tu} Selon (1)	M_{tu} Selon (2)et (3)	M_{tu} max
	1	**15.38**	0	9.23	0.225	11.80	8.36	11.80
	2	**14.61**	9.23	0	0.225	10.98	7.95	10.98

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, ce qui est le cas ici , les grandeurs calculées sont proportionnellement à cette charge , pour obtenir les valeurs à l'ELS il suffit donc de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_{ser}/q_u qui égale à 0.7 .

Tab.III.6 : Sollicitation du 1er portique d'après la méthode forfaitaire

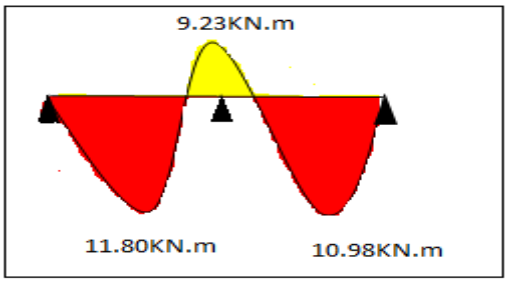
Calcul des moments à l'ELS (KN.m)	travée	M_{tu} KN.m	K	M_{tu} * K	M_{ts}
	1	11.80	0.7	8.26	8.26
	2	10.98	0.7	7.68	7.68

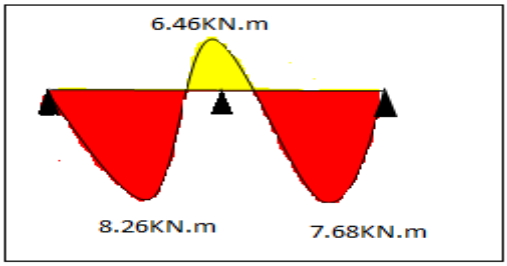
Calcul des efforts tranchants à l'ELS (KN)	V_{eu} (KN)	V_{es} (KN)	V_{wu} (KN)	V_{ws} (KN)
	15.52	10.86	-11.68	-8.17
	11.20	7.84	-15.25	-10.67

Une fois les résultats obtenus on pourra construire les diagrammes suivants :

a)Diagramme des moments *:*

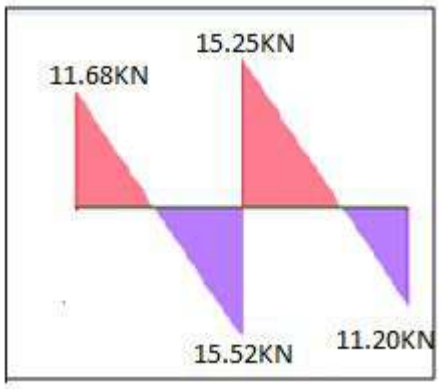
ELU ELS

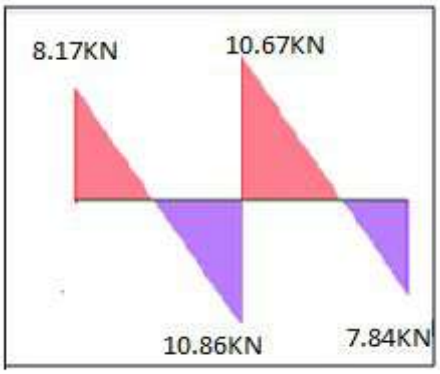




b) Diagramme de l'effort tranchant *:*

ELU ELS





Ainsi on pourra donner les résultats finals du moment et de l'effort tranchant :

moments (KN.m)	M_{au}	M_{as}	M_{tu}	M_{ts}
	9.23	6.46	11.80	8.26

efforts tranchants (KN)	V_u (KN)	V_s (KN)
	15.52	10.86

B.6 Calcul du ferraillage

Une fois les diagrammes des moments et efforts tranchants trouvés, on passe au ferraillage, dans un premier lieu ; il faut chercher le cas limite ou l'axe neutre est situé au raccord entre nervure et table :

$$= \frac{}{d} = \frac{4}{18} = 0.22$$

$$= 0.22 \qquad = 1.14 \qquad 057 \qquad 0.07 = 0.153$$

Puis on calcul le moment capable de la table :

$$M_t = \qquad d \quad _{bc}$$

$$M_t = 0.153 \quad 0.60 \quad 0.18 \quad 14.20 \quad 10 \quad = 42.23\ KN.m\ .$$

$$M_t \ = 11.80\ KN.m \qquad M_t = 42.23\ KN.m$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression. Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale a la largeur de la table .(Fig.III.10)

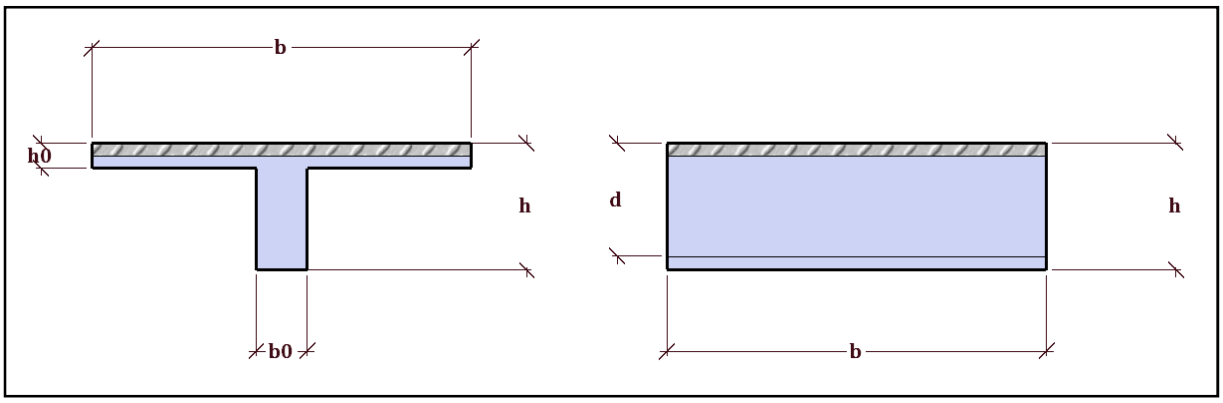


Fig.III.10 Calcul d'une section en T

- **En travée:**

$$= \frac{M_t}{d \quad _{bc}} = \frac{11.80 \quad 10}{0.60 \quad 0.18 \quad 14.20} \qquad = 0.042 \qquad _{lim} = 0.186.$$

$$A_s = 0.$$

$$= 1.25 \ 1 \qquad \overline{1 \quad 2} \ = 0.25 \ 1 \quad \sqrt{1 \quad 2 \quad 0.042} \qquad = 0.010.$$

$$A_s \ = \frac{0.8 \qquad d_{\,bc}}{s} = \frac{0.8 \quad 0.010 \quad 60 \quad 18 \quad 14.2}{348} = 0.35\ cm$$

- ***Condition de non fragilité:***

A_{smi} $\left\{\frac{}{1000}; 0.23 \quad d\frac{t}{e}\right.$ $A_{smi} = 1.3\ cm$

A_s A_{smi} , on prend A_{smi} et on choisit (3 T10) de section $A_s = 2.35\ cm$

- **En appui :**

$$= \frac{M_a}{d \quad _{bc}} = \frac{9.23 \quad 10}{0.1 \quad 0.18 \quad 14.20} \qquad = 0.2 \qquad _{lim} = 0.186$$

$$A_s \quad 0$$

$_{l} = 0.668$

$_{l} = 0.668 \quad 0.18 = 0.12$

$$A_s = \frac{M \quad + 0.8 \quad _{l} \quad \sigma_b \quad 0.4 \quad _{l} \quad c}{_{s} \quad d \quad c}$$

$$= \frac{11.82 \quad 10^6 + 0.8 \quad 0.12 \quad 100 \quad 14.2 \quad 0.4 \quad 0.12 \quad 40}{348 \quad 180 \quad 10} = 1.99\ cm$$

$$A_s = \frac{0.8 \quad _{l} \quad _{b} + A\sigma}{\sigma} = \frac{0.8 \quad 0.12 \quad 100 \quad 14.2 + 199 \quad 348}{348} = 1.98cm$$

- ***Condition de non fragilité:***

$A_{smi} = max\left\{\frac{}{1000}; 0.23 \quad d\frac{t}{e}\right.$ $A_{smi} = 0.217\ cm$

A_s A_{smi} , on prend As et on choisit (3 T10) de section $A_s = 2.35\ cm$

$$A_s = 1\ \text{T16} = 2.01\ cm$$

Espacement : d'après RPA99/V2003 [7.5.2.2]

Dans les zones nodales :

$$St = min \quad /4\ ;\ 12 \quad _{l} \qquad St = 5\ cm$$

En de hors de la zone nodale :

$$St \leq \quad /2 = 10cm \qquad St = 10\ cm$$

- **Vérification de l'effort tranchant à (ELU):**

$$= \frac{V}{d} = \frac{15.52 \quad 10}{0.60 \quad 0.18} = 0.14\ MPa$$

$$= \min\left\{\frac{0.2 \quad _{c}}{_{b}}\ ; 5MPa\right. = 3.33\ MPa$$

Donc :

$$= 0.14M \quad a \qquad = 3.33\ M \quad a \qquad \text{condition} \qquad \text{ée} \quad \text{f}$$

- **Vérification à l'ELS:**
  - **Vérification des contraintes** : (fissuration peu préjudiciable).
    - **En travée :**

$$= \frac{M}{M_s} = \frac{11.80}{8.26} = 1.42$$

$$\frac{1}{2} + \frac{28}{100} = \frac{1.42 \quad 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.46 \qquad = 0.021$$

    - **En appui :**

$$= \frac{M}{M_s} = \frac{9.23}{6.46} = 1.42$$

$$\frac{1}{2} + \frac{28}{100} = \frac{1.42 \quad 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.46 \qquad = 0.021$$

- **Vérification de la flèche:**

Avant de passer à la vérification de la flèche, on doit voir les conditions de non vérification de la flèche par l'article B.7.5 des règles CBA 93 comme suit :

$$max\left\{\frac{350}{16}; \frac{M_t L}{10\,M}\right. \qquad = 20\,cm \leq 36.28\,cm \quad \textbf{co} \quad \textbf{itio} \quad \textbf{o} \quad \text{é} \quad \textbf{ifé}$$

$$A_s \leq 4.2 \quad \frac{d}{e} \qquad A_s = 2.35\,cm \;\; \leq 11.34\,cm^2 \quad \textbf{co} \quad \textbf{itio} \quad \text{é} \quad \textbf{ifé}$$

$$L \leq 8m \quad 4.73\,m \leq 8m \qquad \textbf{co} \quad \textbf{itio} \quad \text{é} \quad \textbf{if}\text{é}$$

Puisque la première condition n'est pas vérifiée, on doit faire une vérification de la flèche en examinant la condition suivante :

$$\Delta f_t = f \qquad f_{ji} + f_{pi} \quad f \quad _i$$

Avec :

: La flèche admissible se calcul selon l'article B.6.5.3 du CBA 93 comme suit :

Pour l $5m$:

$$= l/500 = 4730/500 = 9.46 \text{ mm}$$

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

$+ 30\ A_s + A_s\ )$ y-$30\ A_s d + d\ A_s\ )$=0

60 $+ 30\ 2.35 + 2.01)$y-$30\ 2.35 \quad 18 + 18 \quad 2.01)$=0 $= 5.21$cm

- **L'inertie de la section :**

$$= \frac{}{3} + 15A_s\ d \qquad + 15A_s \qquad d$$

$$= \frac{60 \quad 5.21}{3} + 15 \quad 2.35\ 18 \quad 5.21 \quad + 15 \quad 2.01\ 5.21 \quad 18$$

$$= 13526.81cm^4$$

- **L'inertie de la section totale homogène :**

$$= \frac{}{12} + 15\ A_s\ \frac{}{2}\ \ d" \ \ + 15\ A_s\ \frac{}{2}\ \ d$$

$$= \frac{60\ \ 20}{12} + 15\ \ 2.35\ \ \frac{20}{2}\ \ \ 2\ \ \ + 15\ \ 2.01\ \ \frac{20}{2}\ \ \ 18$$

$$= \ \ 44185.6\ cm^4$$

- **Calcul les facteurs $_i$ et :**

$$\lambda_i = \frac{0.05\ \ _t}{2 + 3\,—} \qquad \text{Avec} \qquad = \frac{A_s}{d} = \frac{2.35}{10\ \ 18} \qquad = \ 0.013$$

$$\lambda_i = \frac{0.05\ \ 2.1}{0.013\ \ 2 + 3\ \ \frac{10}{60}} = 3.23 \qquad et \qquad \lambda\ = \frac{2}{5}\ \lambda_i = 1.3$$

Calcul des moments :

- **Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes (Mg) :**

$$Mg\ = \frac{G\ \ L}{8} = \frac{3.0636\ \ 4.73}{8} = 8.56KN.m$$

Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements (M_j):

$$Mj\ = \frac{j\ \ L}{8} = \frac{1.536\ \ 4.73}{8} = 4.29\ KN.m$$

- **Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation :**

$$M_p = M_t^{ser} = 8.26\ KN.m$$

Calcul des contraintes :

$$_s\ = \frac{15\ M}{}\ \ d \qquad = \frac{15\ \ 8.56}{13526.81\ \ 10}\ \ 18\ \ \ 5.21 \qquad _s\ = 134.83\ MPa$$

$$_s\ = \frac{15\ M}{}\ \ d \qquad = \frac{15\ \ 4.29}{13526.81\ \ 10}\ \ 18\ \ \ 5.21 \qquad _s\ = 67.57\ MPa$$

$$_{sp} = \frac{15\ M_p}{}\ \ d \qquad = \frac{15\ \ 8.26}{13526.81\ \ 10}\ \ 18\ \ \ 5.21 \qquad _{sp} = 130.10\ MPa$$

Calcul des paramètres (µ) :

$$= 1\ \ \frac{1.75\ \ _t}{4\ \ \ \ _s + \ _t} = 1\ \ \frac{1.75\ \ 2.1}{4\ \ 0.013\ \ 134.83\ + 2.1} \qquad = \mathbf{0.5\ \ 6}$$

$$= 1\ \ \frac{1.75\ \ _t}{4\ \ \ \ + \ _t} = 1\ \ \frac{1.75\ \ 2.1}{4\ \ 0.013\ \ 67.57\ + 2.1} \qquad = \mathbf{0.345}$$

$$_p = 1\ \ \frac{1.75\ \ _t}{4\ \ \ \ _p + \ _t} = 1\ \ \frac{1.75\ \ 2.1}{4\ \ 0.013\ \ 130.1\ + 2.1} \qquad _p = \mathbf{0.4\ \ 4}$$

- **Calcul de l'inertie fissurée :**

$$= \frac{1.1}{1+0.4\lambda_i} = \frac{1.1 \quad 44185.6}{1+0.4 \quad 3.23 \quad 0.596} \qquad = 2717.88\ cm^4$$

$$_i = \frac{1.1}{1+\lambda_i} = \frac{1.1 \quad 44185.6}{1+3.23 \quad 0.596} \qquad _i = 16446.6\ cm^4$$

$$^{i}\ _i = \frac{1.1}{1+\lambda_i} = \frac{1.1 \quad 44185.6}{1+3.23 \quad 0.345} \qquad ^{i}\ _i = 22753.01\ cm^4$$

$$^{p}\ _i = \frac{1.1}{1+\lambda_i \quad _p} = \frac{1.1 \quad 44185.6}{1+3.23 \quad 0.414} \qquad ^{p}\ _i = 20583.35\ cm^4$$

- **Calcul des flèches**

$$= \frac{M_t \quad l}{10} = \frac{8.56 \quad 4.73}{10 \quad 10818.87 \quad 271.788 \quad 10} \qquad = 0.65 \quad 10 \quad m$$

$$_i = \frac{M_t \quad l}{10 \quad _i} = \frac{8.56 \quad 4.73}{10 \quad 32164.2 \quad 1644.66 \quad 10} \qquad _i = 0.036 \quad 10 \quad m$$

$$_i = \frac{M_t \quad l}{10 \quad _i} = \frac{4.29 \quad 4.73}{10 \quad 32164.2 \quad 1644.66 \quad 10} \qquad _i = 0.018 \quad 10 \quad m$$

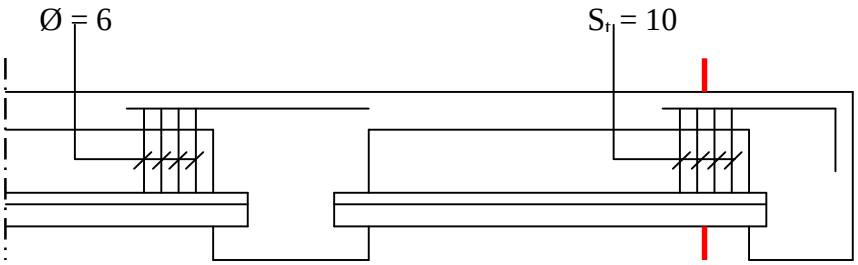
$$_{pi} = \frac{M_{tp} \quad l}{10 \quad _i} = \frac{8.26 \quad 4.73}{10 \quad 32164.2 \quad 1644.66 \quad 10} \qquad _{pi} = 0.8 \quad 10^{\ 6}\ m$$

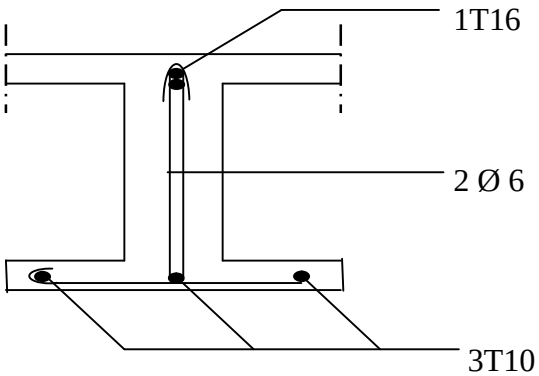
$$\Delta f_t = f \qquad f_{ji} + f_{pi} \qquad f \ _i$$

Donc $\Delta \ _t = 0.7 \quad 10 \quad m$

$0.7mm \qquad = 9.46mm$ ***o itio*** é ***ifé***

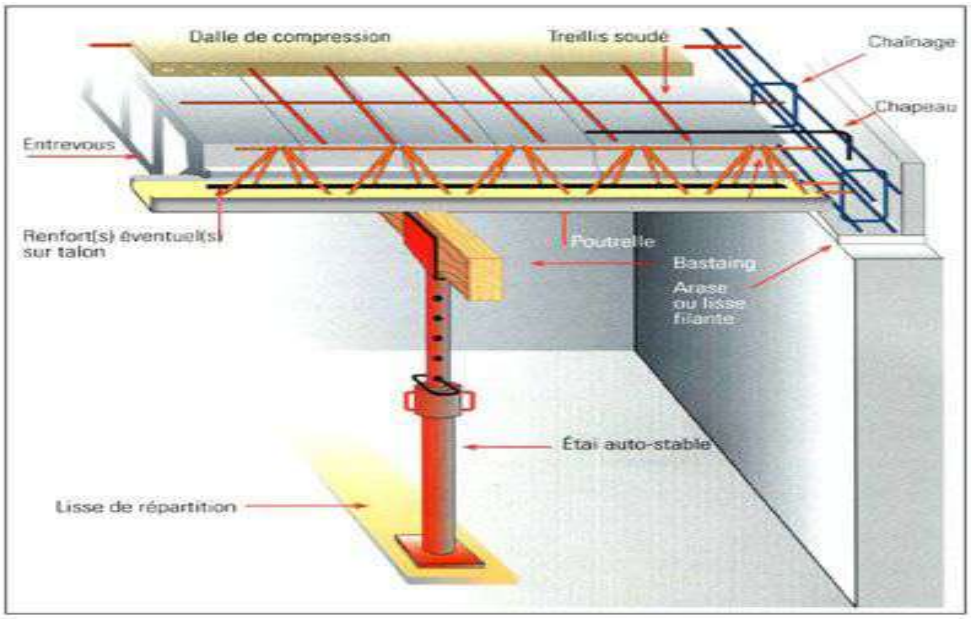
- **Plan de ferraillage de poutrelle**

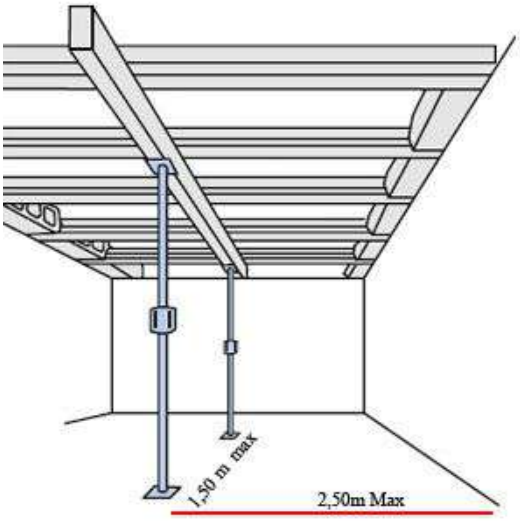




C- Calcul des étaiements :

C'est à partir du calcul du flèches qu'on pourra déterminer le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "f" pour la comparer avec " ", si cette valeur de flèche admissible est supérieur au premier donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention d'une flèche inférieure ou égale à la flèche admissible.





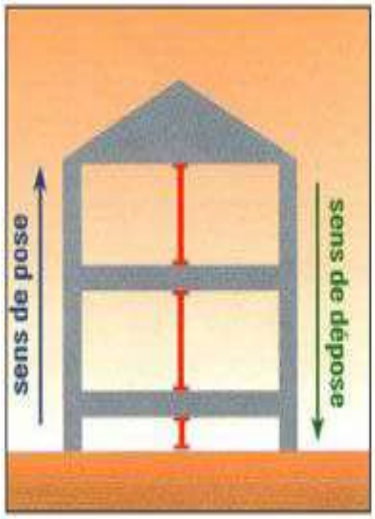


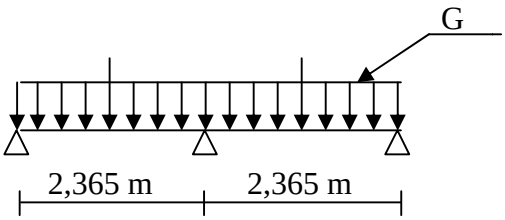
Fig.III.11 Détail d'étaiement d'un plancher

C.1 Pour un seul étai au milieu :

G = 3,0636 kN/m_l

Q = 0.9 kN/m_l

Pour l $5m$:



$= l/500 = 4730/500 = 9.46$ mm

$= \frac{}{4}$; $P_s = \mathrm{G} + \mathrm{Q} = 4\mathrm{KN/m}$

$= \frac{4 \quad 4.}{4 \qquad 164 \ \frac{\cdot \quad \cdot}{}} = 2.23\mathrm{mm}$ (cv)

Alors on n'a pas besoin d'un étaiement et la poutrelle peut supporte les charges avant et après le coulage de la dalle de compression.

III.4 Dalle pleine

III.4.1 Principe de calcul

La dalle pleine : est un ouvrage porteur horizontal en béton arme, d'épaisseur faible par rapport a ses autres dimensions dans notre cas l'épaisseur est 17 cm .



Fig. III.12: **Ferraillage dalle pleine**

D'abord il faut déterminer la méthode de calcul qui sera utilisée (méthode forfaitaire ou par ligne de rupture) et puis on calcul le rapport , qui est le rapport de la petite dimension du panneau à la plus grande, ce qui nous permet de distinguer si ce panneau travail suivant un ou deux sens.

La fissuration sera considérée comme peu préjudiciable.

- Pour notre ouvrage, on a : les panneaux dalles pleines suivant :

Comme on a déjà mentionné dans le chapitre précédent la dalle pleine sera utilisée comme plafond du sous-sol, pour le calcul de cette dernière on choisit la plus sollicitée « panneau intermédiaire » et autre panneau de rive, le calcul se fera par SOCOTEC et ainsi manuellement par la méthode ligne de rupture pour le panneau de rive.

III.4.1.1 Panneau continu intermédiaire

- Type 1

C'est un panneau dalle pleine de forme rectangulaire qui se trouve au niveau du plancher du R.D.C, il est encastré sur quatre cotés de dimension (4.24*4.41) m^2, voir la figure III.13 suivante

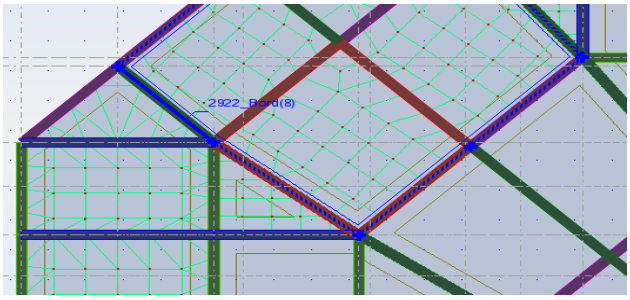
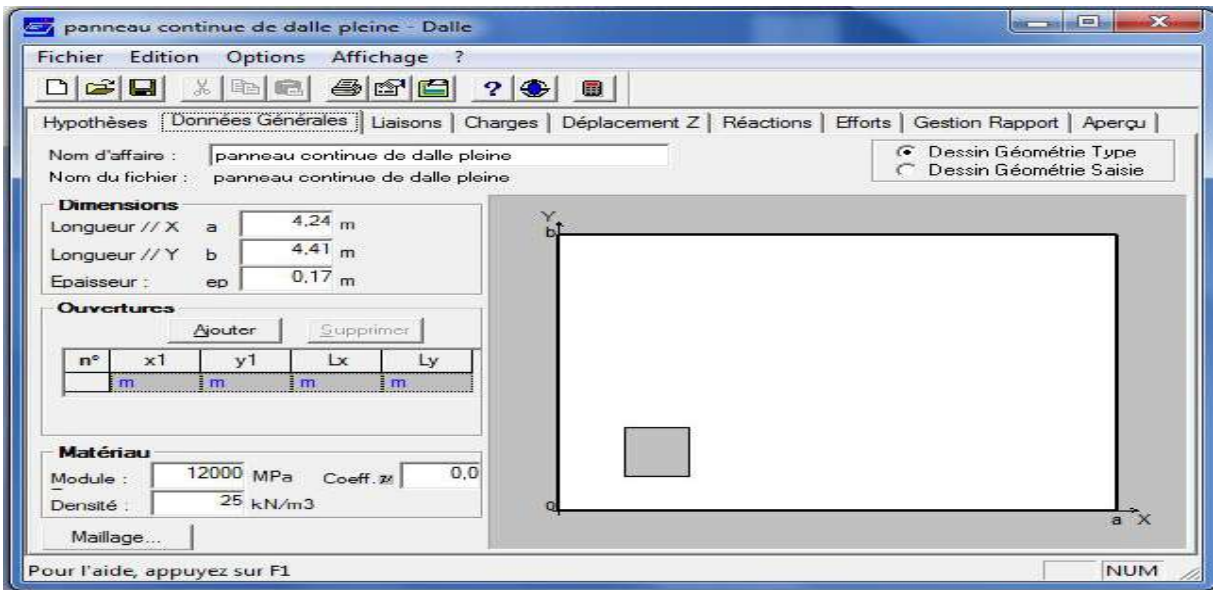


Fig. III.13 : Panneau dalle pleine continu type 1

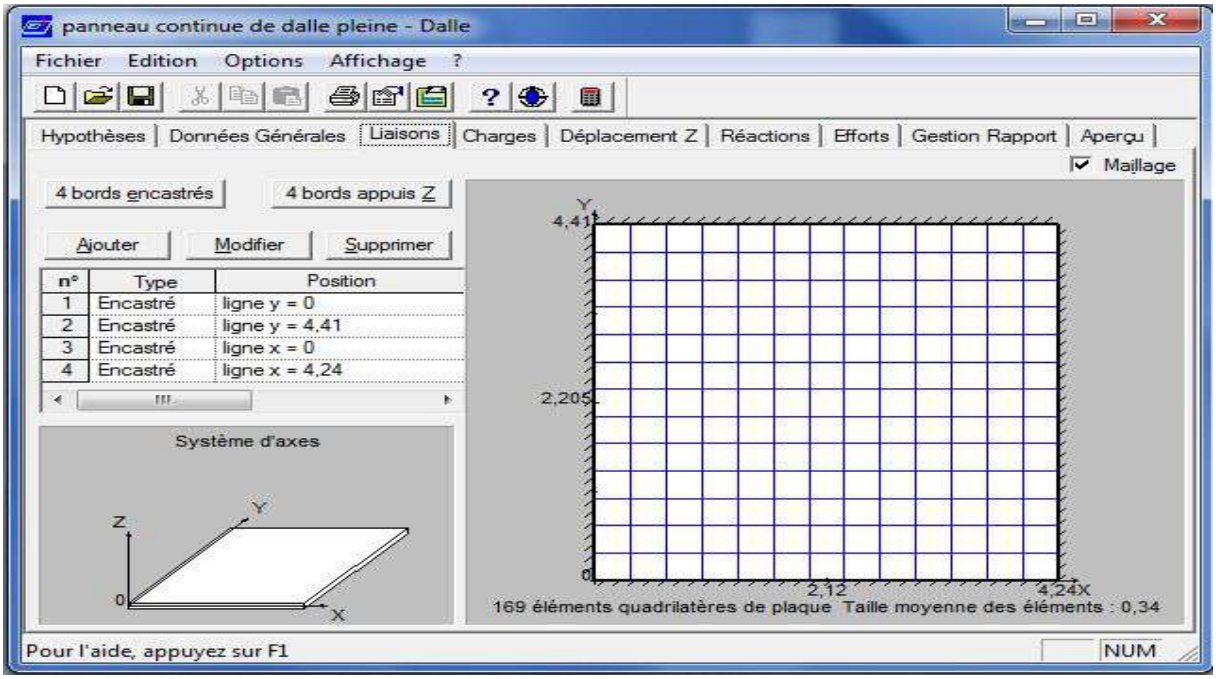
Pour établir le ferraillage de ce panneau, on utilise **SOCOTEC,** Les deux étapes principales sont la détermination des moments fléchissant au niveau des appuis et en travée (en utilisant programme SOCOTEC pour le calcul des dalles B.A de forme rectangulaire) puis on injecte les valeurs obtenus du M dans un autre programme (flexion simple) pour la détermination de la section d'armatures.

III.4.1.1.1 Calcul de la section d'armatures à l'ELU :

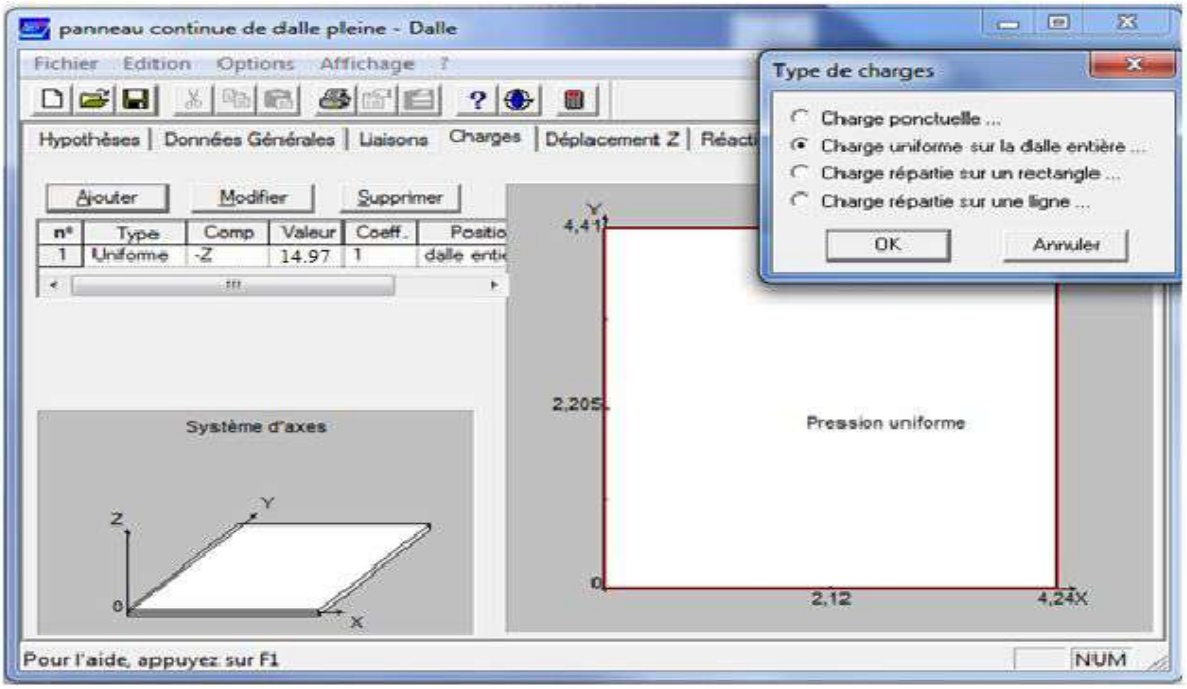
✓ Introduction des donné



✓ <u>Détermination du type d'encastrement</u> :



✓ <u>chargement du panneau</u> :



✓ <u>Détermination des moments et leur diagramme à l'ELU</u>

-a- Selon l'axe yy' :

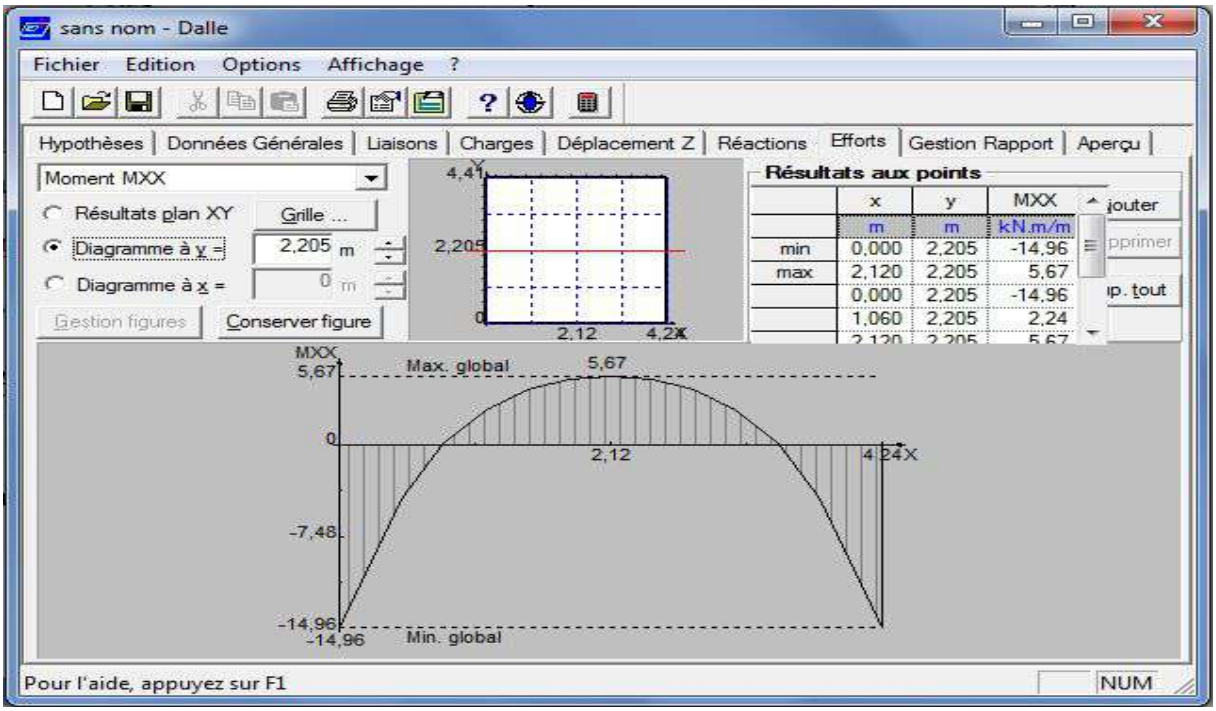


Fig. III.14 : Diagramme du moment à l'ELU selon x-x

-b- Selon l'axe yy' :

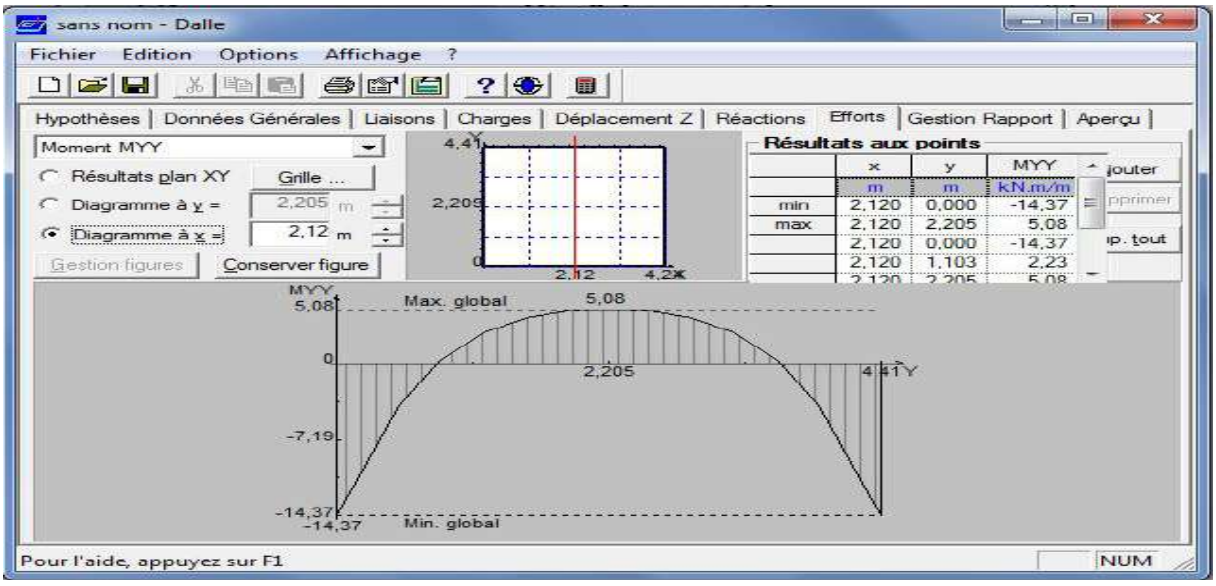


Fig. III.15 : Diagramme du moment à l'ELU selon y-y

✓ Détermination du ferraillage :

Selon l'axe (y y')

Donc Ma max = -14.37 KN.m, et Mt max = 5.08 KN.m

Ferraillage à la flexion simple (effectué par SOCOTEC)

Alors : A_{sa}= 2.82cm^2 et A_{st}= 0.98 cm^2

On choisit 4 T 10 = 3.14 cm^2 qui est $Amin = 1.7$ cm^2 ; cela pour les armatures supérieures pour 1 m de largeur avec un espacement de 25cm.

Selon l'axe (xx')

Donc Ma max = -14.96 KN.m , et Mt max = 5.67 KN.m

Ferraillage à la flexion simple (effectué par SOCOTEC)

Alors : A_{sa} = 2.94cm^2 et A_{st}= 1.10 cm^2

On choisit : 4 T 10 = 3.14 cm^2 qui est $Amin = 1.7$ cm^2 ; cela pour les armatures supérieures pour 1 m de largeur avec un espacement de 25cm.

NB : la nappe inférieure sera ferraillée comme celle supérieure.

Le ferraillage sera généralisé pour tous les panneaux continus de la dalle pleine.

III.4.1.1.2 Vérification des contraintes à ELS :

✓ Détermination des moments à l'ELS

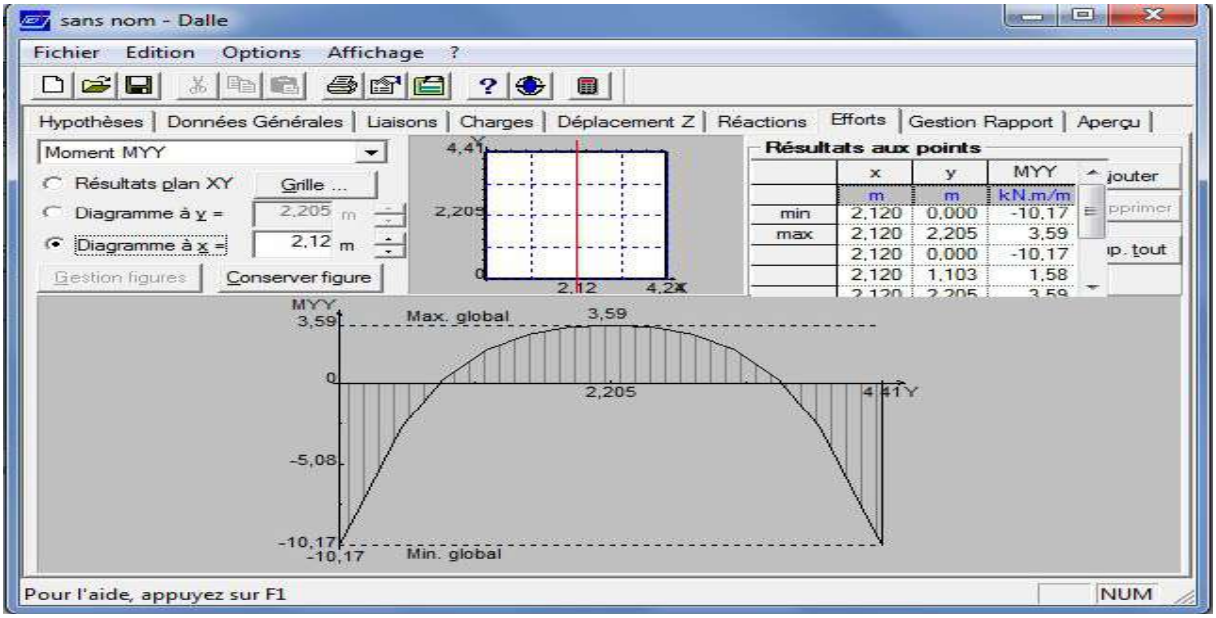
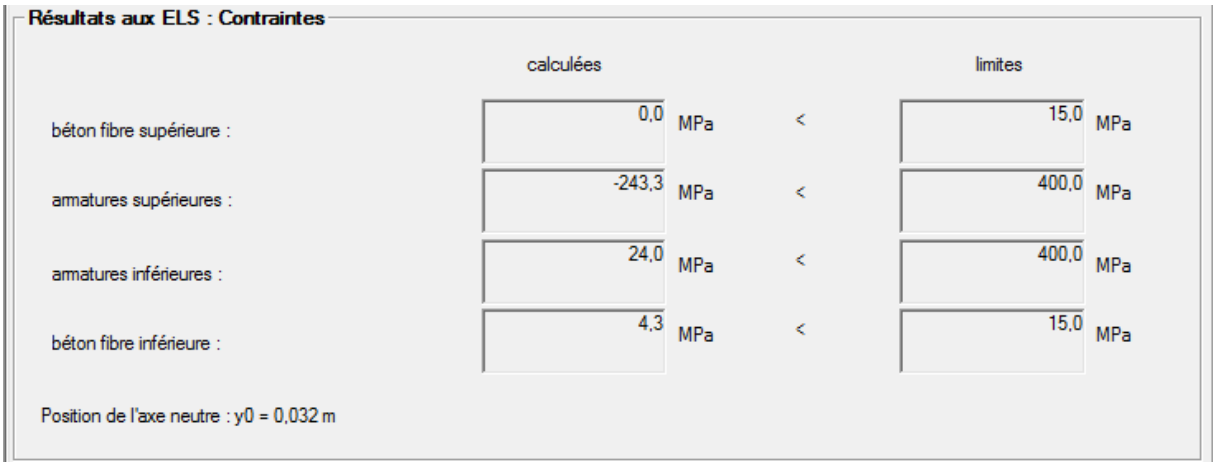


Fig. III.16 : Diagramme du moment à l'ELS selon y-y

✓ <u>vérification des contraintes à l'ELS</u>

On considère que la fissuration est peu nuisible.



III.4.1.1.3 Vérification au cisaillement

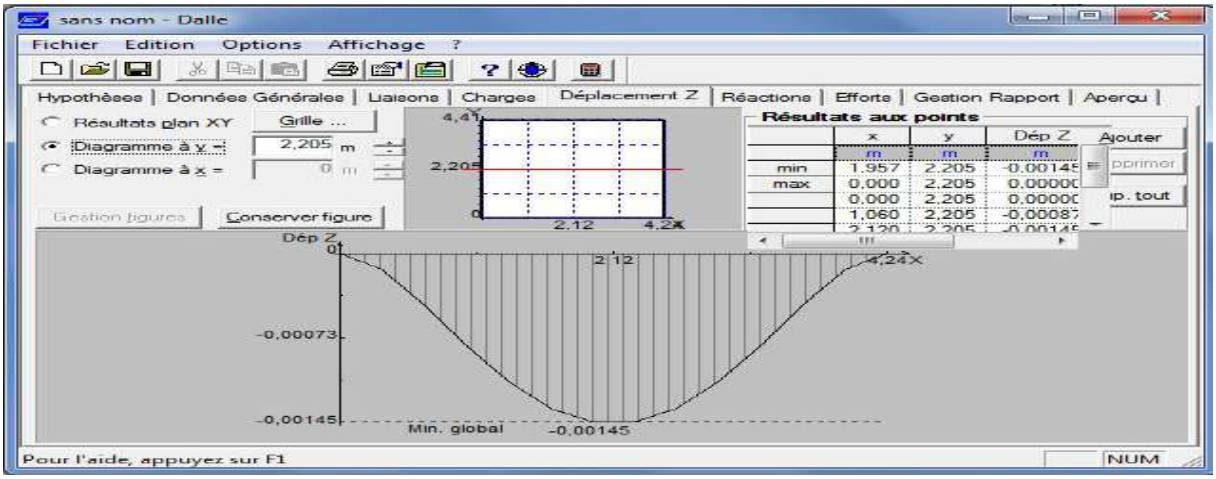
Tab.III.7 : Vérification au cisaillement

	Suivant X	**Suivant y**
V	$\frac{\cdot}{} = \frac{14.\ \ 4.\ \ \cdot 4.41}{4.41\ \ 4.\ \ \cdot} = 21.43$	$\frac{\cdot}{} = \frac{14.\ \ 4.\ \ \cdot 4.41}{4.41} = 21.15$
τ_u	$\frac{:4\ \ 1}{1\ \ \ 14} = 0.149$	$\frac{:1\ \ 1}{1\ \ \ 141.6} = 0.149$
$\tau_{u\ adm}$	$\frac{0.07fcj}{\gamma b} = \frac{0.07\ \ 25}{\gamma b} = 1.16$	$\frac{\cdot}{\gamma b} = 1.16$ MPa
$\tau_u \leq \tau_{u\ adm}$	C.V	C.V

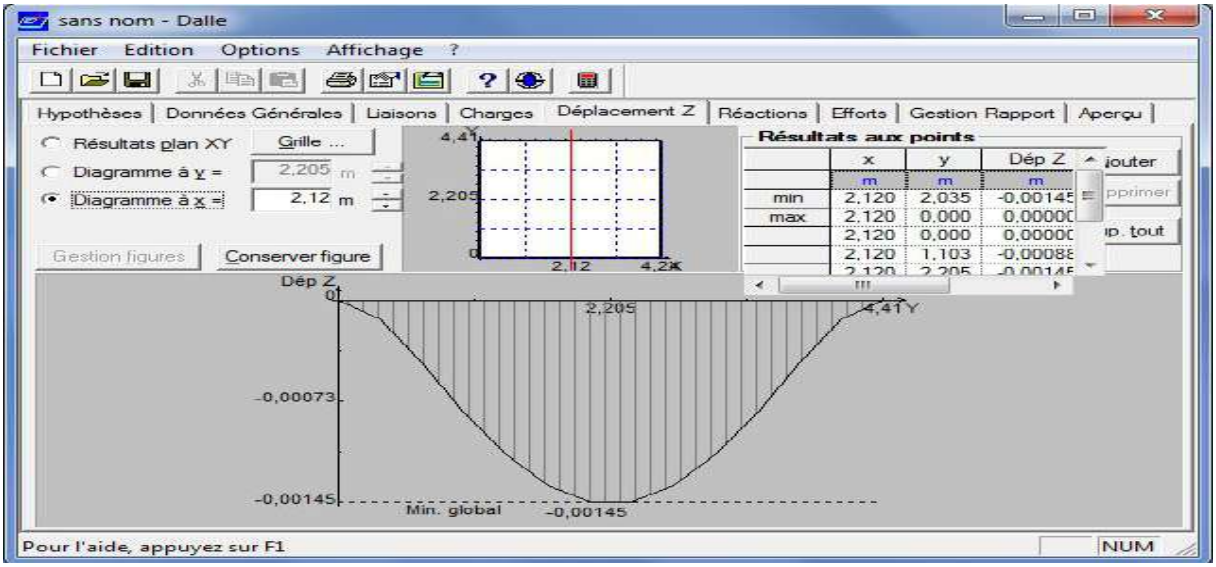
- Donc pour notre cas le béton seul doit équilibrer l'effort tranchant et par mesure d'économie, on ne prévoir pas d'armatures transversales.

III.4.1.1.4 Vérifécation de la flèche

✓ <u>la flèche selon l'axe xx'</u> :



✓ <u>la flèche selon l'axe yy'</u> :



$f_{adm} = \frac{l\,max}{} = 0.88$ cm.

$f_{cal} = 0.145$ cm □ f_{adm} (cv)

- Donc l'Etat d'ouverture des fissures est vérifié pour le cas de la dalle pleine.

Type 2

Cette dalle se trouve au niveau du R.D.C, c'est celle qui supporte l'espace vert qui se trouve au niveau de ce dernier .elle est de forme rectangulaire avec une surface de 13.65 m^2.

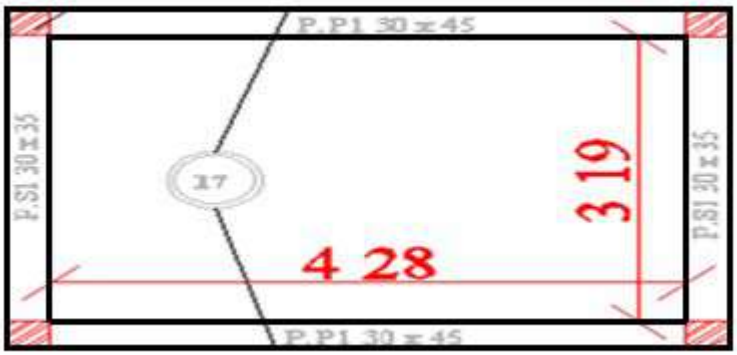
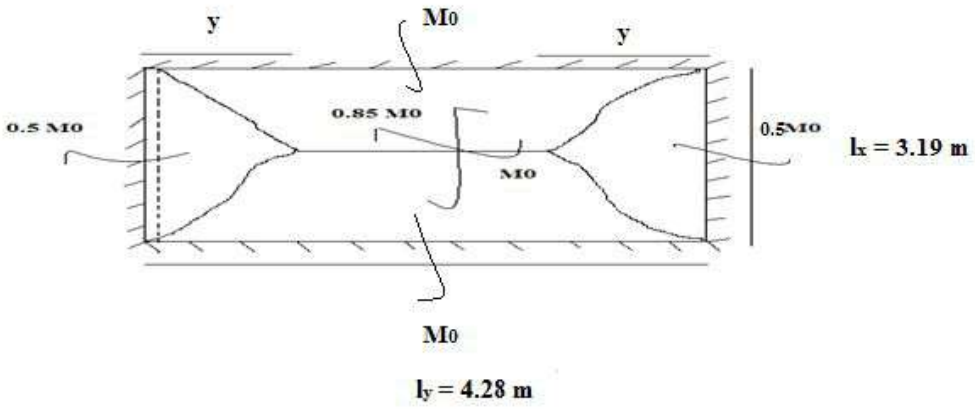


Fig. III.17 : Panneau de dalle continue type 2

✓ **Méthode ligne de rupture:**



➢ Les moments aux niveaux des appuis sont en fonction du sens porteur ou non porteur.

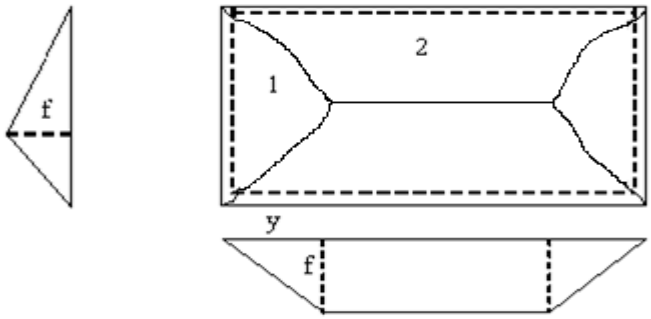


Fig.III.18 Schéma du travail externe

$$L = 3.19m$$
$$L = 4.28m$$
$$\rho = \frac{}{} = \frac{.1}{4.} = 0.74 \quad 0.4$$

Donc la dalle travail selon deux directions.

a- Travail externe :

Tab. III.8 Travail externe

Elément	Aire de charge	Déplacement de CG		Travail externe pour la charge
1	1.59 y	f 3		0.53 q.f.y
2	6.80 – 1.59y	2 (–)	(–	6.80 q.f – 2.12 q.y.f
				∑ = 6.80 q.f – 1.59 q.y.f

b- Travail interne :

Tab.III.9 Travail interne

Eléments		Moment de rupture M	Longueur de ligne de rupture L	Rotation θ	Travail interne M.L.θ
1	+	M	3.19	$\frac{f}{y}$	6.38 M –
	-	0.5M	3.19	$\frac{f}{y}$	3.19 M –
2	+	0.85M	4.28	$\frac{f}{1.59}$	4.5 M .f
	-	M	4.28	$\frac{f}{1.59}$	5.83 M. f
					∑= 9.88 M.f +9.57 M.–

c- Principe de travail virtuel :

Travail externe = travail interne ;

6.80 q.f – 1.59 q.y.f = 9.88 M.f +9.57 M.–

$M = \frac{6.\quad 1.}{\quad} q \Rightarrow q = \frac{\quad}{6.\quad 1.} M$

— = 0 ⇒ y = 1.045 m ⇒ 0 2.14 (m)

Donc : M = 0.26 q

M = 0.26q

q = 1.35G + 1.5 Q = 14.22KN

q = G + Q = 10.15KN

- **Calcul du ferraillage**

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bonde de 1m.

Tab III.10 Les données de ferraillage

Béton	**f_{c28} = 25 MPa**	**γb = 1.5**	**σ_{bc} = 14.2 MPa**	**e=3 cm**
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 17 cm	
Acier	FeE400	fe=400Mpa	γs = 1.15	σs = 348 MPa

On a : ρ= Lx/Ly =3.19/4.28 =0.74

Et 0.4 0.74 ≤ 1 donc la dalle travaillant suivant deux directions

Øp≤17/10 =1.7 cm on adopte alors : Øx= Øy=14 mm

dx =h-e-Ø/2=13.3 cm

dy=dx-((Øx+ Øy)/2)=11.9 cm

Tab. III.11 : Calcul des sections de la dalle pleine

		Mu (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A choisi	A final (cm²)
Suivant x	Travée	3.69	0.014	0.993	0.8028	4 T10	3.14
	Appui	1.84	0.008	0.996	0.39	6 T 8	3.01
Suivant y	Travée	3.14	0.016	0.992	0.76	4 T 10	3.14
	Appui	3.69	0.018	0.991	0.89	6 T 8	3.01
Donc on adopte les barres de T10 pour les armatures inférieures et supérieures							

✓ **Vérification à l'E.L.S** : La fissuration est peu nuisible

Tab. III.12 : Vérification à l'E.L.S

	Suivant X		Suivant y	
	Mt	Ma	Mt	Ma
M_{ser} (kN.m)	2.639	1.329	2.243	2.639
(MPa)	0.6 x 25=15			
(cm)	3.099	3.043	2.91	2.857
(cm^4)	5896.23	5689.31	4714.75	4469.5
K (N/cm^3)	44.75	23.35	47.57	59.04
(MPa)	2.00	0.54	2.26	3.48
≤	oui	oui	oui	oui

Condition d'espacement :

Avec un espacement de 25 cm, on vérifie ces deux conditions :

$$\begin{cases} es\ \ acements uivant\ x\ x \leq min\ 3\ ;33\ cm\ = \min\ 51;33 cm\ = 33\ cm & \textbf{co}\ \ \textbf{itio}\ \text{é}\ \textbf{ifé} \\ es\ \ acements uivant\ \ \ \leq min\ 4\ ;\ 45\ cm\ = \min\ 68\ ;45\ = 45\ cm & \textbf{co}\ \ \textbf{itio}\ \text{é}\ \textbf{ifé} \end{cases}$$

✓ **Vérification au cisaillement** :

Tab. III.13 : Vérification au cisaillement

	Suivant X	Suivant y
V	$\frac{\cdot}{} = \frac{14.\quad .1\quad 4.}{4.\quad .1} = 16.52$	$\frac{\cdot}{} = \frac{14.\quad .1\quad 4.}{4.} = 15.12$
τ_u	$\frac{16.\quad 1}{1\quad 1} = 0.124$	$\frac{1\ .1\quad 1}{1\quad 11} = 0.127$
$\tau_{u\ adm}$	$\frac{0.07fcj}{\gamma b} = \frac{0.07\ \ 25}{\gamma b} = 1.16$	$\frac{\cdot}{b} = 1.16$ MPa
$\tau_u \leq \tau_{u\ adm}$	oui	oui

➢ Donc pour notre cas le béton seul doit équilibrer l'effort tranchant et par mesure d'économie, on ne prévoir pas d'armatures transversales.

✓ **Vérifications préliminaires de la flèche** :

Tel que : $M_x = P_u L^2_x/8 = 18.08$ kN.m

1ere condition			**2ème condition**		
$\frac{h}{}$	$\frac{Mt}{20Mx}$	$\frac{}{Lx}\quad\frac{Mt}{20Mx}$	$\rho = \frac{}{b}$	$\frac{2}{fe}$	$\rho \leq 2$ fe
0.05	0.010	oui	$1.5*10^{-4}$	0.0050	oui

➢ Donc l'Etat d'ouverture des fissures est vérifié pour le cas de la dalle pleine.

III.4.1.2 Panneau dalle pleine de rive

Il se trouve aussi au niveau du plancher du R.D.C, voir la figure III.19 suivante :

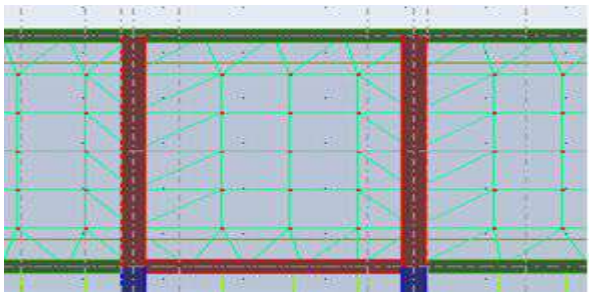
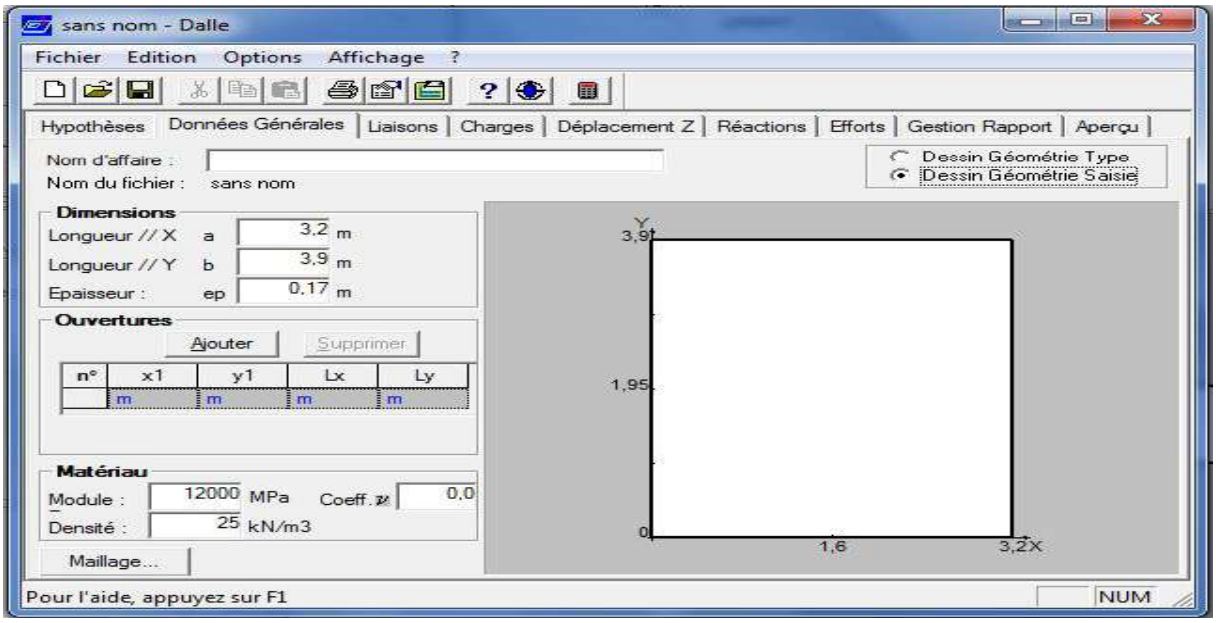


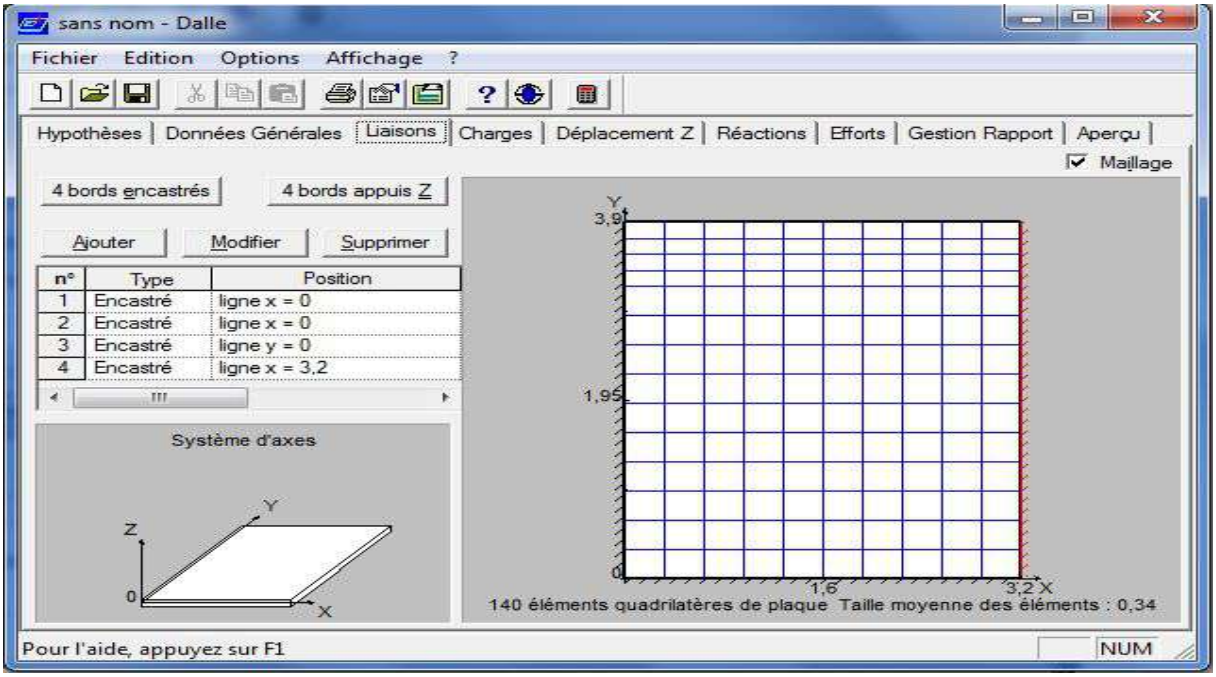
Fig.III.19 : Panneau dalle pleine de rive

Les étapes de calcul de ferraillage de ce panneau sont les mêmes que le panneau précédent

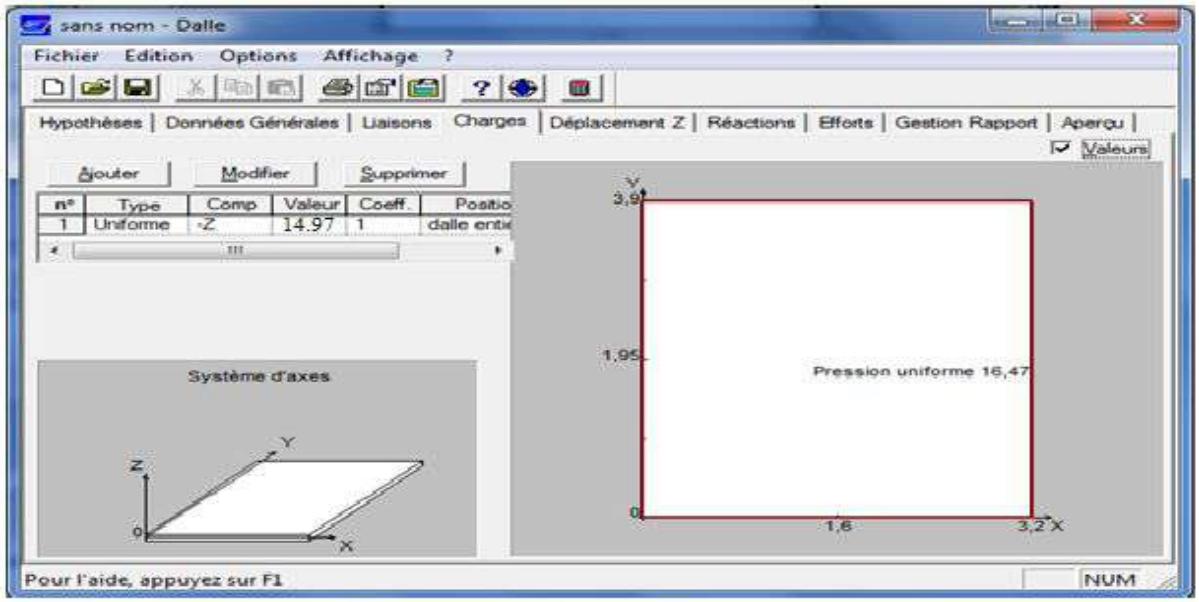
✓ Introduction des données :



✓ Détermination du type d'encastrement :



✓ <u>chargement du panneau</u> :



III.4.1.2.1 Détermination des moments et leur diagramme à l'ELU

-a- Selon l'axe xx' :

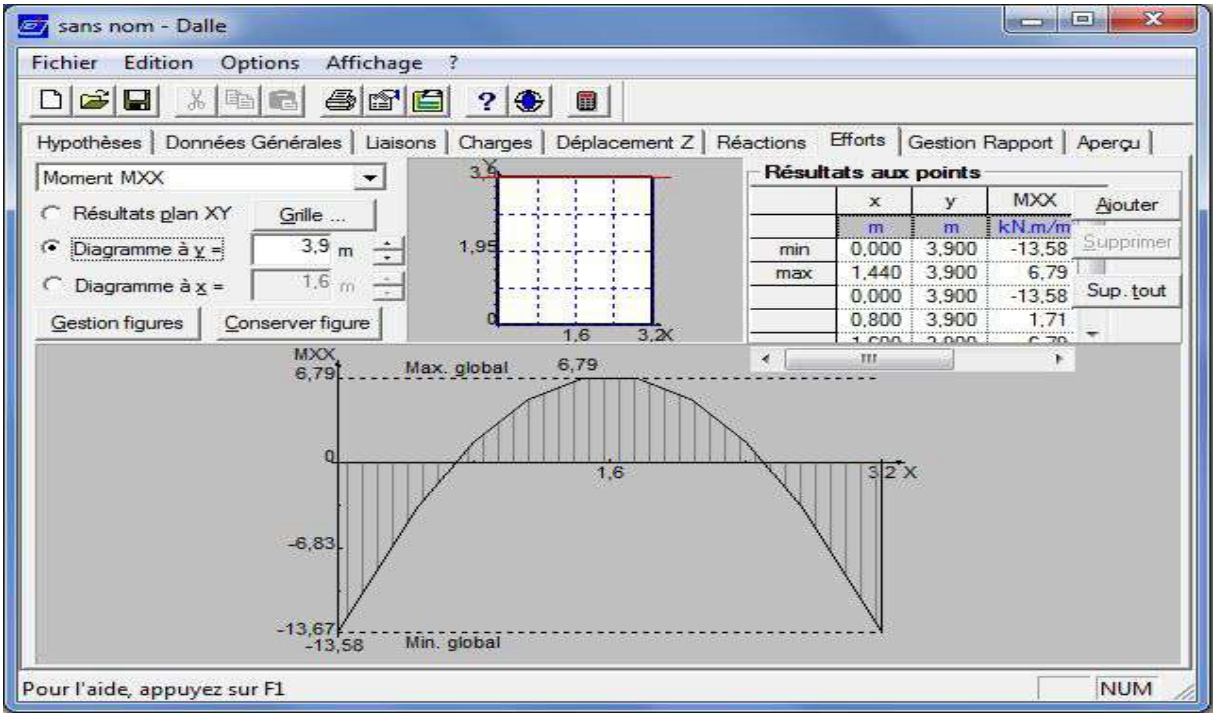


Fig. III.20 : Diagramme du moment à l'ELU selon x-x'

-b- Selon l'axe y-y' :

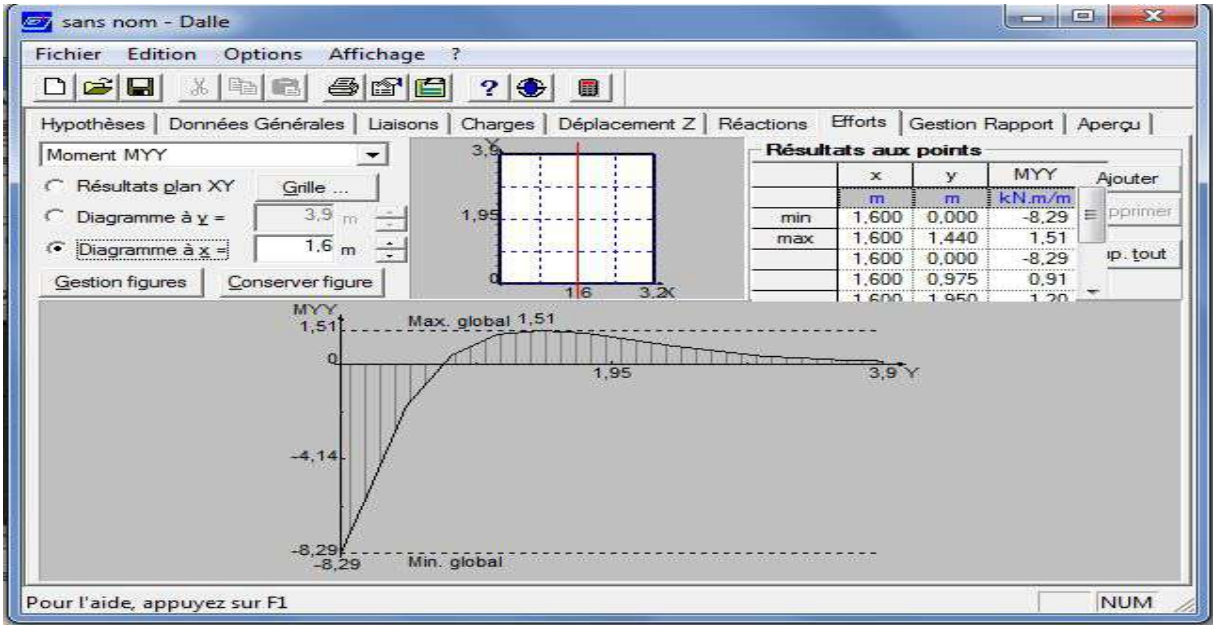


Fig. III.21 : Diagramme du moment à l'ELU selon y-y'

Selon l'axe (y- y')

Donc Ma max = -8.29 KN.m , et Mt max = 1.51 KN.m

Ferraillage à la flexion simple (effectué par SOCOTEC)

Alors : A_{sa}= 2.82cm^2 et A_{st}= 0.98 cm^2

Nous avons choisissent 4 T 10 pour les armatures supérieures pour 1 m de largeur avec un espacement de 25cm.

Selon l'axe (x-x')

Donc Ma max = -13.58 KN.m, et Mt max = 6.79 KN.m

Ferraillage à la flexion simple (effectué par SOCOTEC)

Alors : A_{sa}= 2.94cm^2 et A_{st}= 1.10 cm^2

Nous avons choisissent 4 T 10 pour les armatures supérieures pour 1 m de largeur avec un espacement de 25cm.

NB : la nappe inférieure sera ferraillée comme celle supérieure.

Le ferraillage sera généralisé pour tous les panneaux continus de la dalle pleine.

III.4.1.2.2 Vérifécation à ELS des moments fléchissant

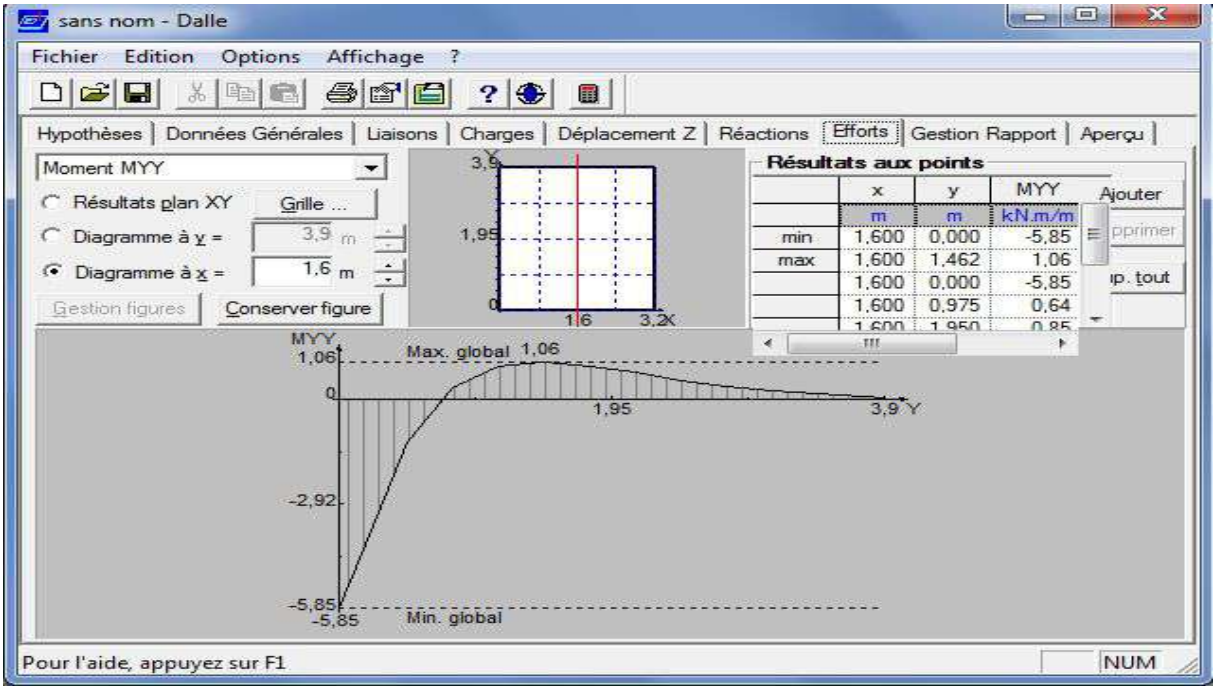


Fig. III.22 : Diagramme du moment à l'ELS selon y-y'

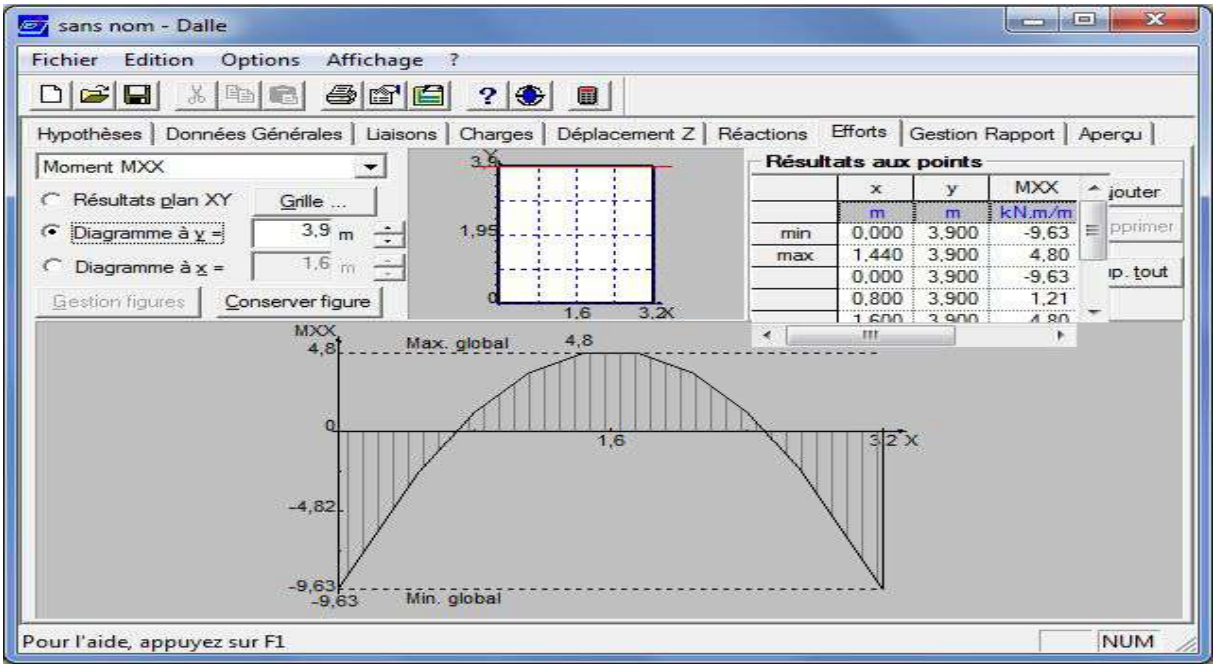
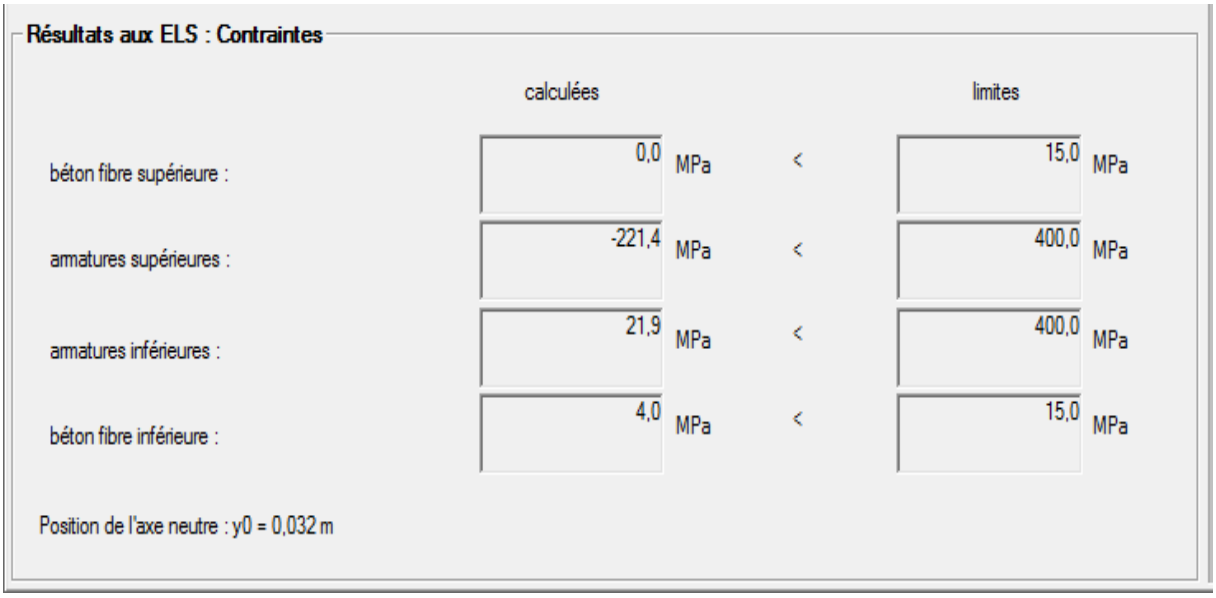
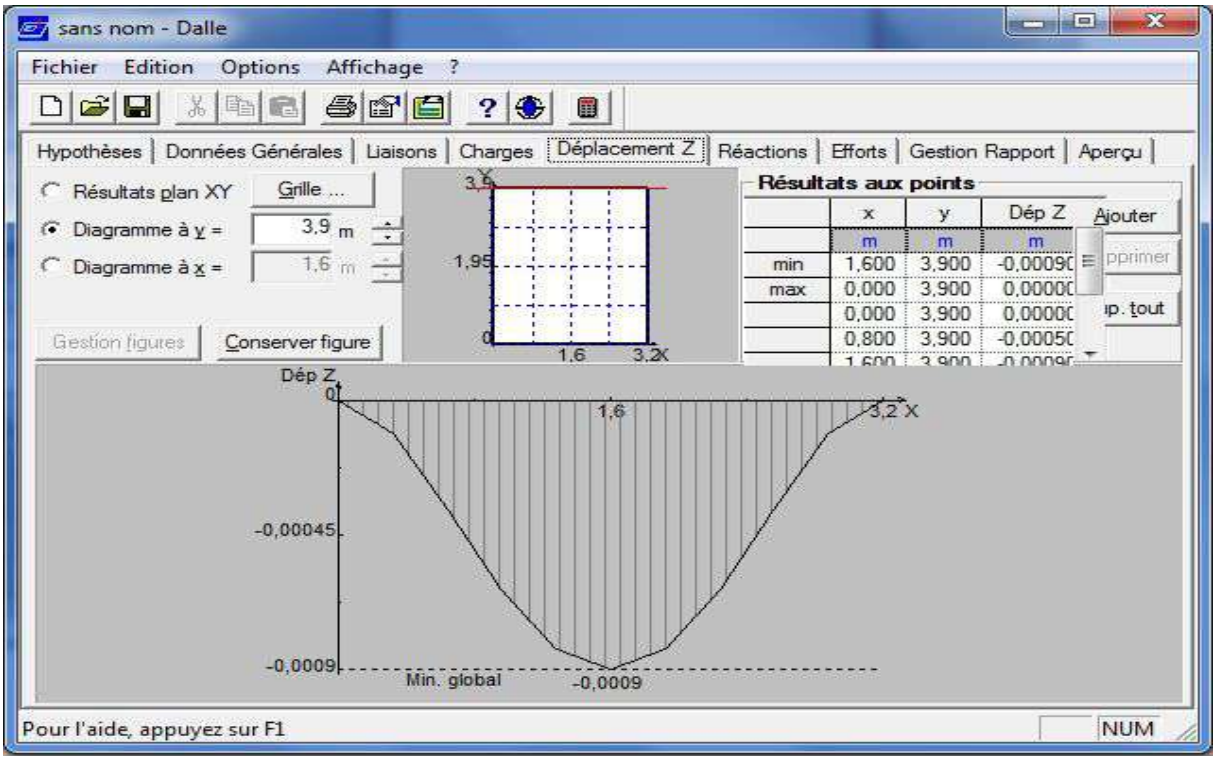


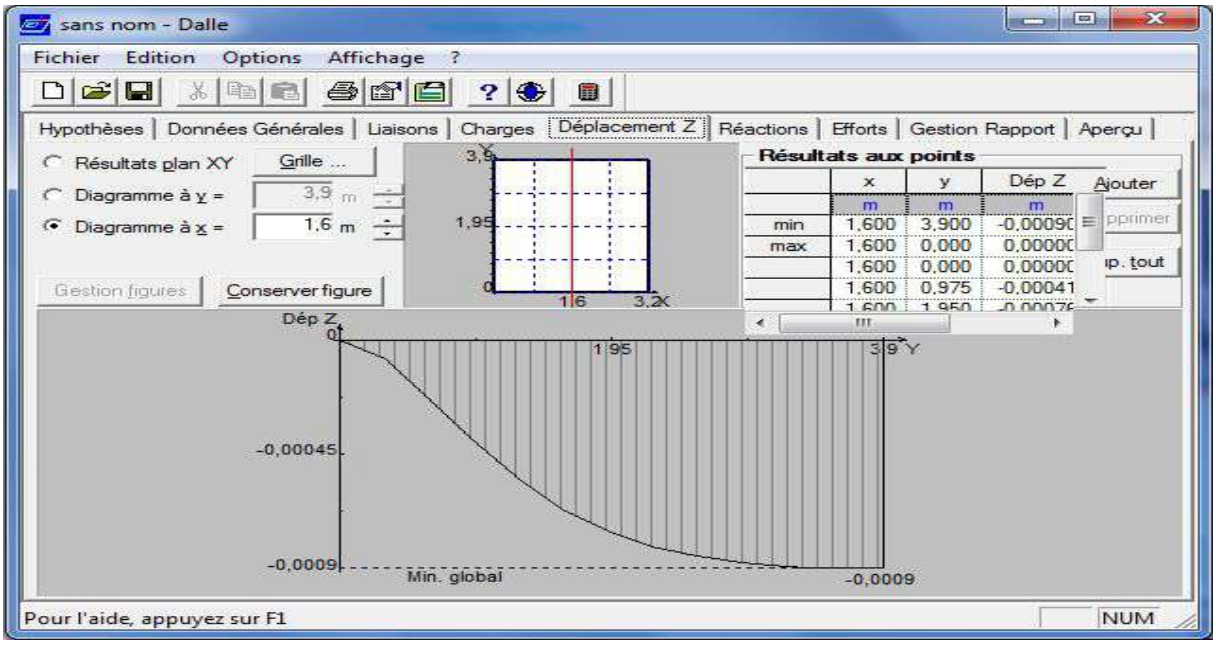
Fig. III.23 : Diagramme du moment à l'ELS selon x-x'

On considère que la fissuration est peu nuisible.



III.4.1.2.3 Vérification de la flèche





$f_{adm} = \frac{l\,max}{} = 0.78$ cm.

$f_{cal} = 0.09$ cm $\square$ f_{adm} (cv)

III.5 L'ascenseur

Un ascenseur est un dispositif mobile ou semi-mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

L'ascenseur est installé la plupart du temps dans une cage d'ascenseur (comme pour notre cas), une trémie verticale fermée (sorte de puits de la bâtisse) en général à l'intérieur de l'édifice.

III.5.1 Ascenseur à traction

Ce type nécessite : construction de la salle des machines (cabanon de toit) ;

Déplacement de motorisation en hauteur.

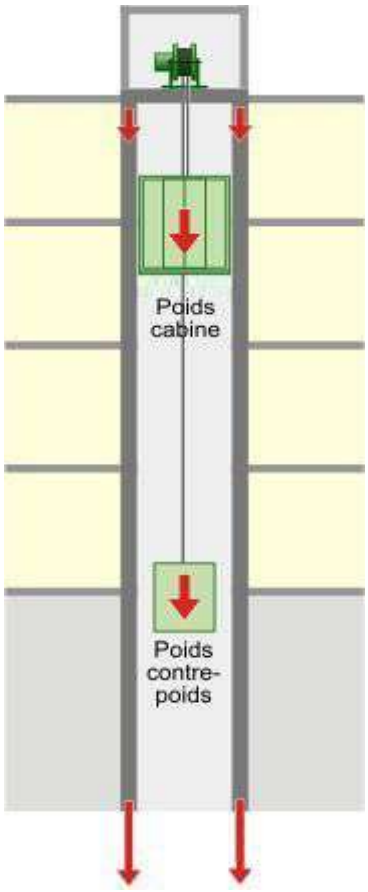


Fig.III.24 : Système à traction classique

Les différents composants qui constituent l'ascenseur



Fig. III.25 : Le moteur d'ascenseur + les câbles reposant sur la dalle machine



Fig. III.26 : Ouverture pour l'aération du moteur



Fig. III.27: Les câbles qui supportent La cabine



Fig. III.28 : Dispositif de réglage



Fig. III.29: Boite d'alimentation électrique



Fig. III.30 : Détail interne



Fig. III.31 : Système contrepoids



Fig. III.32 : Vue externe

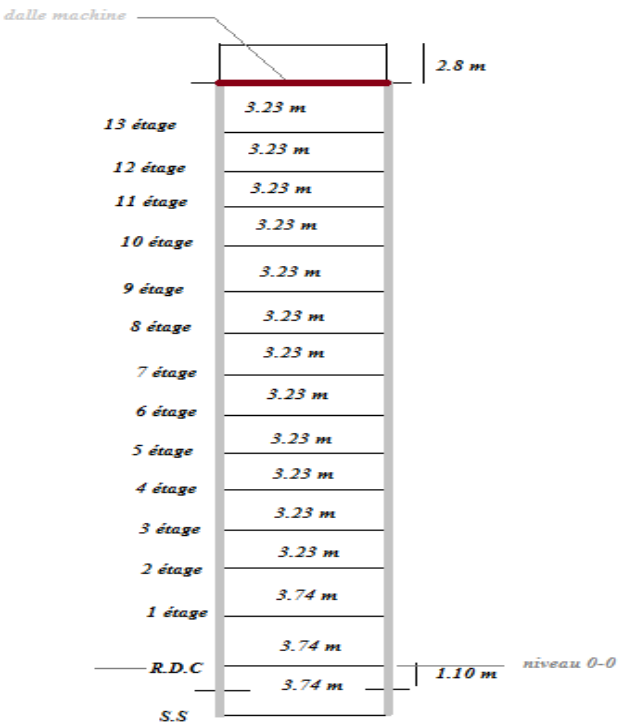


Fig. III.33 : La cabine externe



Fig. III.34 : Le support de la cabine

Schéma représentatif de l'ascenseur :



III.5.2 Calcul de la dalle machine

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. Elle est composée de :

- Le moteur (machine) ;
- Dalle supportant ;

-
- Cabine d'ascenseur.

III.5.2.1 Pré dimensionnement de la dalle machine

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine

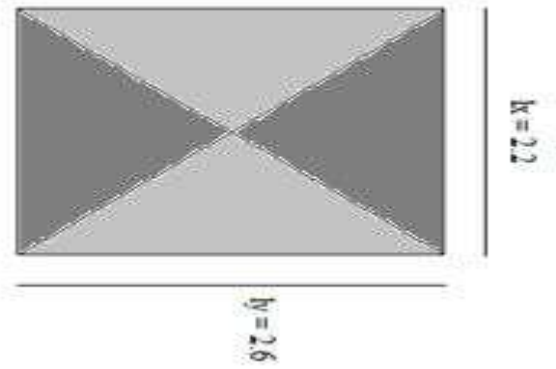


Fig. III.35: Dimensions de la dalle machine

Nous avons deux conditions à vérifier :

- Condition de résistance

$$Lx/50 \leq e \leq Lx/40 \qquad 220/50 \leq e \leq 220/40 \qquad 4.4 \leq e \leq 5.5cm$$

- Condition de l'E.N.A

L'Entreprise Nationale des Ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit : e ≥ 25 cm. On prend e=25 cm

III.5.2.2 Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation :

- Charges permanentes G :

Tab .III.14 : Evaluation de la charge permanente

N°	composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Dalle pleine	0.25	25	6.25
2	Enduit de ciment	0.02	10	0.36
			Total	6.61

- Poids de la machine supportée :

➢ q : est le chargement de la dalle donné par l'entreprise nationale des ascenseurs sous forme de charges concentrées.

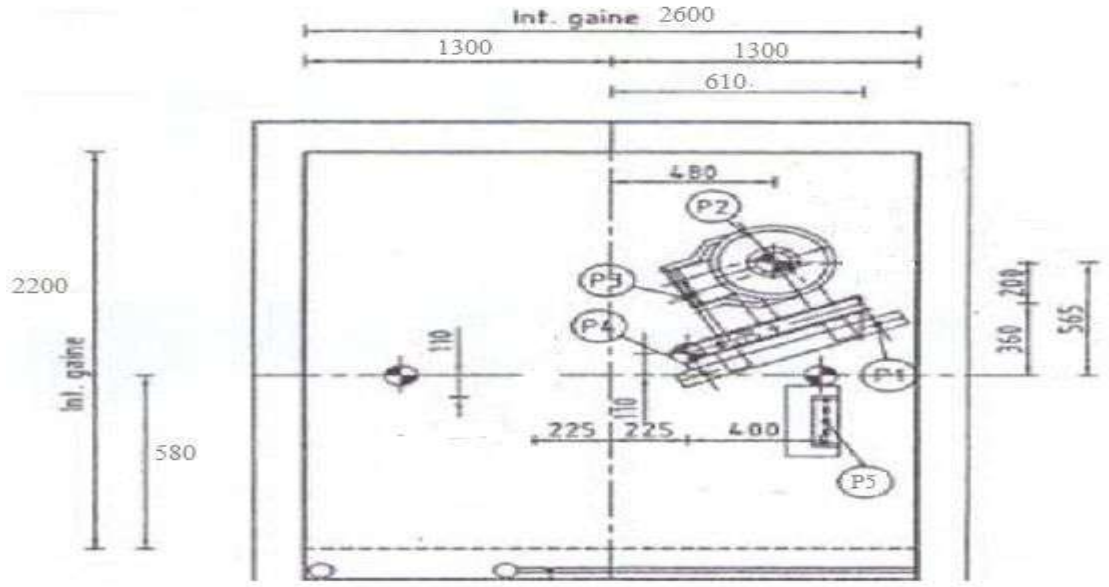


Fig. III.36 : Différentes charges agissantes sur la dalle

Tab. III.15 : Les charges concentrées

P1	P2	P3	P4	P5
4500	3500	7000	9000	2300

$$q = \frac{\Sigma \quad i}{si} = 4597.9 \frac{g}{m2} = 45.97 \quad N/m2$$

Gtot=6.61 + 45.97 = 52.58 KN/m2

. La charge d'exploitation Q :

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de : Q=5kN/m2 G

Tab. III.16: Détermination des chargements de la dalle

G KN/m^2	Q KN/m^2	Pu KN/m^2	P_{ser} KN/m^2
52.58	5	78.84	57.58

Les appuis sont considérés comme des semi-encastrements.

On a: $= \frac{x}{} = \frac{\cdot}{.6} = 0.85$

Donc la dalle travaille suivant les deux directions

III.5.2.3.Méthode de calcul

III.5.2.3.1 Calcule des sollicitations

- $M_x = \mu_x q_x l_x$
- $M = \mu_x q_x l_x$

Elu

μ_x=0.0517 M_x= 19.69 KN.m

μ =0.6678 M = 13.15 KN.m

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

Moment en travée

M_{tx}= 0.75M_x=14.76 KN.m

M_t = 0.75M =9.86 KN.m

Moment aux appuis

M_a = M_{ax}= - 0.5M_x= - 9.85 KN.m

III.5.2.3.2 Ferraillage de la dalle

Le ferraillage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bonde de 1 m, on aurons une section (bxh) = (100x25)cm^2 qui travaille en flexion simple.

Ferraillage en travée

a- Dans le sens L_x :

On a: b = 100cm; h = 25cm ; d_x = 0.9h = 22.5cm ; c = 2.5 cm ; $_{bc}$= 14.2 MPa;

$_s$= 348 MPa;

Tab. III.17 : Résultants de ferraillage en travée (sens L_x)

t		A'		A^c c 2	Choix	A c 2
14.76	**0.020**	**0**	**0.990**	**1.9**	**2T12**	**2.26**
A =2.26 A ^{i} = 2.5 (cm^2), donc A^{fi} = 4T10 =3.14 cm^2						

Espacement:

esp = $\frac{1}{4}$ = 25cm Min (3h;33cm) = 33cm (cv).

b- Dans le sens L_y :

On a : b = 100cm ; h = 25cm ; d = d_x - x =21.5cm ; c = 2 cm ; $_{bc}$= 14.2 MPa; $_s$= 348 MPa;

Tab. III.18 : Résultants de ferraillage en travée (sens L_y)

t		A'		A^c	Choix	A
9.86	**0.014**	**0**	**0.993**	**1.32**	**2T10**	**1.57**
A = 1.57 A^i = 2.5 (cm^2), donc A^{fi} = 4T10 =3.14 cm^2						

Espacement:

esp = $\frac{1}{4}$ = 25cm Min (4h;45cm) = 45 cm (cv).

- **Ferraillage aux appuis**

On a : b = 100cm ; h = 25cm ; d_x = 0.9h = 22.5cm ; c = 2 cm ; $_{bc}$= 14.2 MPa; $_s$= 348 MPa;

Tab. III.19 : Résultants de ferraillage en travée (sens L_x)

		A'		A^c	Choix	A
-9.85	**0.013**	**0**	**0.994**	**1.26**	**2T10**	**1.57**
A = 1.57 A^i = 2.5 (cm^2), donc A^{fi} = 4T10 =3.14 cm^2						

Espacement:

esp = $\frac{1}{4}$ = 25cm Min (3h;33cm) = 33cm ……. vérifier

esp = $\frac{1}{4}$ = 25cm Min (4h;45cm) = 45 cm …….. Vérifier

- **Calcule des armatures transversales**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci- dessous est vérifier :

$= \frac{}{b} \leq \bar{}$ = 0.05 $_c$ = 1.25 MPa

$T_x = \frac{l\ l}{l\ \ l}$ = 60.81 KN

$T = \frac{l}{l}$ = 57.7 KN

T^{max} = max (T_x; T = 60.81 KN

= 0.27 MPa 1.25 MPa…… vérifié

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.2.3.3 Vérification à l'ELS

a/ Vérification des contraintes

Béton

$_b$ = ——y ≤ $\overline{\ _b}$ = 0.6 $_c$ = 25 MPa

Acier

$_s$ = —— d y) ≤ $\overline{\ _s}$ = min (– $_e$; 150) = 240 MPa

Avec

= 1.6 pour HA ; $_e$ = 400 MPa

= —^{x}= 0.85 ; q_{ser} = 57.58 KN/m^2

- M_x= μ$_x q_{ser} l_x$
- M = μ M_x

μ$_x$= 0.0576 M_x= 16.05 KN.m

μ = 0.7794 M = 12.50 KN.m

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

Moment en travée

M_{tx}= 0.75M_x= 12.03 KN.m

M_t = 0.75M = 9.37 KN.m

Moment aux appuis

M_a = M_{ax}= - 0.5M_x= - 8.025 KN.m

Détermination de la valeur de(y)

$\frac{b}{}$ y$^{2+n}A_s$ (d – c') –n A (d – y) = 0 avec n = 15

Moment d'inertie

I= $\frac{b}{}$ + nA_s (d – c') 2 + n A_s (d- y) ^{2}

Les résultats trouvés en travée et aux appuis dans les deux sens sont regroupés dans le tableau III.20 suivant :

Tab.III.20 : Vérification des contrainte de la dalle en travée et aux appuis

	M(KN.m)		A_{c2}	A cm²	Y cm	I (cm⁴)	MPa	≤	P	≤
travée	Sens x	12.03	3.14	0	4.15	18242.07	2.73	cv	19.36	cv
	Sens y	9.37	3.14	0	4.05	14477.06	0.67	cv	18.07	cv
appuis	-8.025		3.14	0	4.15	18242.07	1.82	cv	12.91	cv

b/ Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

— —— 0.11 0.05 ……$c.v$

—b≤ — 1.513.10 5.10 ……$c.v$

Les deux conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

c/ Vérification de non poinçonnement

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.

$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times$ —

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement

Q_u=125 kN , $_b$=1.5, f_{cj} = 25 MPa, h = 25 cm ,U_c=2(u+v)

u = a + 2(e + h/2)

v = b + 2(e + h/2)

U_c = 2(a+b) + 8e + 4h

Avec : a = b = e = 0

U_c= 4h =100

Q_u=125 $0.045 \times U_c \times h \times$ — = 187.5 kN……..c.v

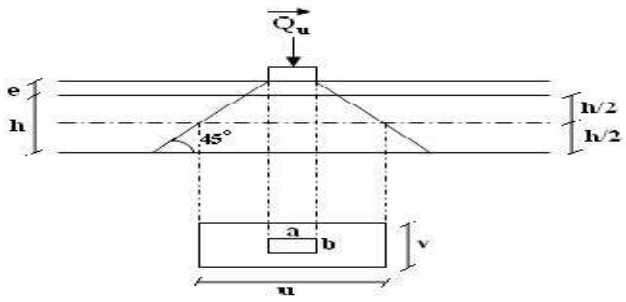


Fig. III.37 : Condition de non poinçonnement

III.6 Calcul de l'escalier

Dans la présente étude on fait référence à l'escalier de type 2 se trouvant uniquement au niveau du RDC ainsi le 2ème type et le 3ème type seront calculé et ferraillé par le logiciel ROBOT, affin de montrer l'exactitude du logiciel on calcul le 1er type et on le compare avec celui donné par ROBOT.

Hypothèses de calcul

- Les escaliers sont à l'abrie des intempéries, donc la fissuration sera considérée comme peu préjudiciable, ce qui conduit à un calcul de ferraillage à l'ELU suivie d'une vérification des contraintes à l'ELS,
- L'ensemble volée-palier sera considéré comme une poutre simplement fléchie de largeur unitaire, et bi-articulée à ses deux extrémités pour le calcul du moment de la travée isostatique. Ce moment sera ventilé en travée et sur appuis par des coefficients de continuité qui tient compte de l'effet d'encastrement aux extrémités de cette poutre.

III.6.1 Escalier a 2 volées

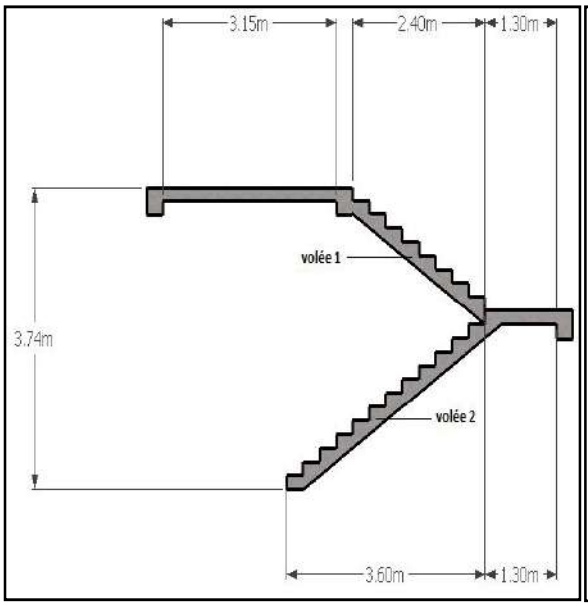


Fig.III.38 vue droite d'escalier

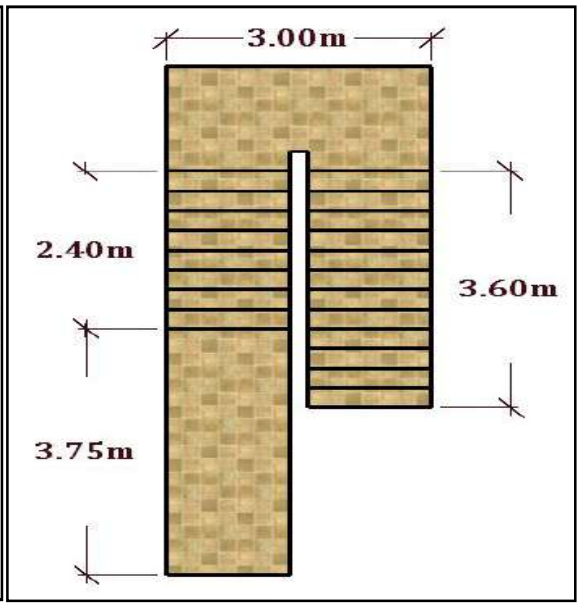


Fig.III.39 Vue en haut de l'escalier

- **Evaluation des charges :**

En ce qui s'agit de l'évaluation des charges c'est déjà fait dans le chapitre précédent, alors on rappel uniquement les valeurs qui sont :

$$G_{\text{ol}} = 3.726 + 0.17 \quad 25 \quad = 7.976\ Kn/m^2$$

$$G_{palier} = 1.15 + 0.17 \quad 25 \quad = 4.887\ Kn/m$$

$Q = 2.5\ KN/m$ D'après le DTR BC.2.2

- **Combinaison des charges :**

Palier :

$$\begin{cases} q = 1.35\,G + 1.5\,Q = 1.35 \quad 4.887 + 1.5 \quad 2.5 = 10.34\ Kn/m^2 \\ q_{ser} = G + Q = 4.887 + 2.5 = 7.387\ Kn/m \end{cases}$$

Volée :

$$\begin{cases} q = 1.35\,G + 1.5\,Q = 1.35 \quad 7.976 + 1.5 \quad 2.5 = 14.51\ Kn/m^2 \\ q_{ser} = G + Q = 7.976 + 2.5 = 10.47\ Kn/m \end{cases}$$

III.6.1.1 Etude de la volée 1

On voit les volées à étudier dans les deux figures III.40 et III.41

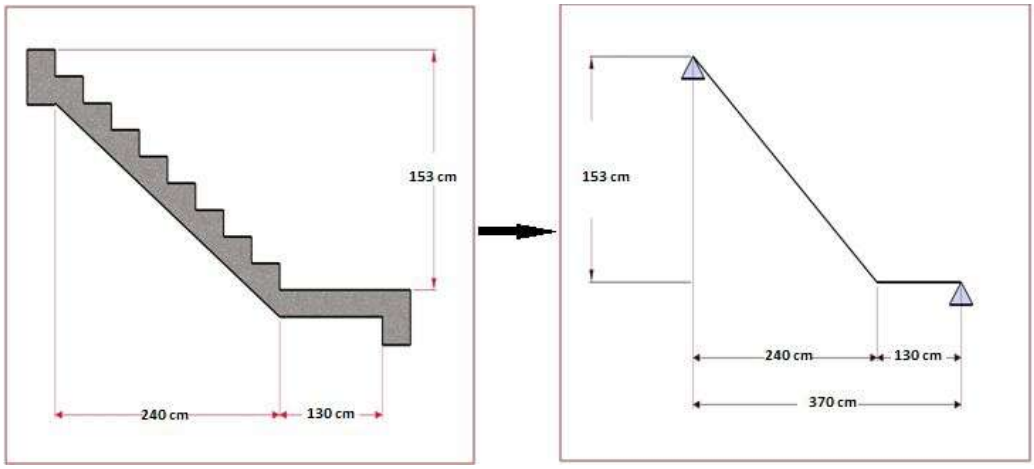


Fig.III.40 Vue de la volée 1 et schématisation

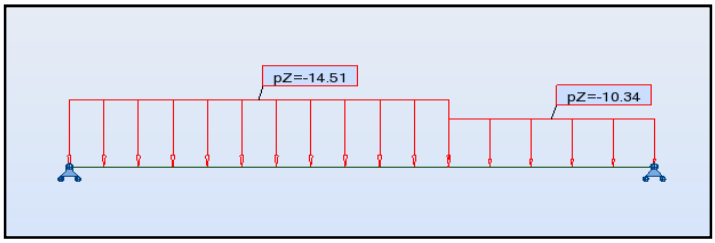
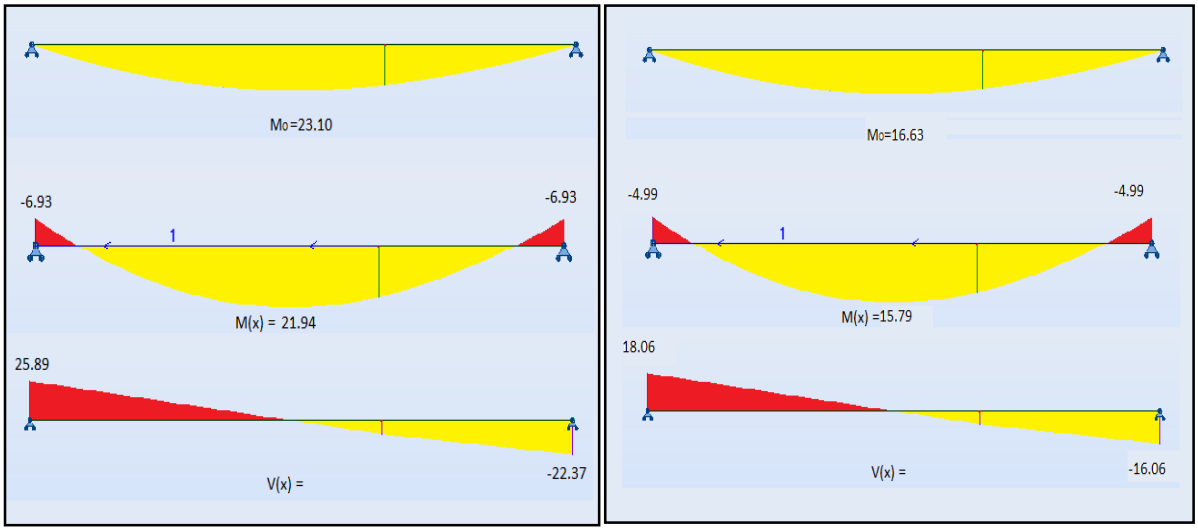


Fig.III.41 Chargement linéaire de la volée 1

A/ Diagramme des sollicitations :

Tenant compte de l'effet de l'encastrement aux extrémités, et selon l'article **A.8.2, 32** des règles CBA 93 les moments seront ainsi :

$$\begin{cases} \text{pp}_i = 0.3\ _0 \\ t\ \text{é} = 0.\ 5\ _0 \end{cases}$$



ELU ***ELS***

B/ Calcul du ferraillage

$M = 23.10\ Kn.m/ml,\ M_{ser} = 16.63\ Kn.m/ml$

$$= \frac{M}{M_{ser}} = \frac{23.10}{16.63} = 1.38 \quad 1.4$$

$e\ 400$

$_c = 25\ MPa \quad _l = 0.341 \quad 0.1776 = 0.341 \quad 1.4 \quad 0.1776$

$$= 0.2998 \quad 0.3$$

$$_b = \frac{M}{\partial\ _b} = \frac{0.02310}{1 \quad 0.14 \quad 14.2} = 0.082 \quad _l \quad 0.3 \quad A_s = 0$$

$$= 1.25\ \ 1 \quad \overline{1 \quad 2\ _b} = 1.25\ \ 1 \quad \sqrt{1 \quad 2 \quad 0.082} = 0.107$$

$$= d\ \ 1 \quad 0.4 \quad = 0.14\ \ 1 \quad 0.4 \quad 0.107 \quad = 0.1340\ m = 13.40cm$$

$$0.259 \quad l \quad L\ est\ atteint\ en\ Pivot\ A$$

$$_s = \ _s \ = 348\ MPa$$

$$\boldsymbol{A} = \frac{\quad}{\quad} = \frac{0.02310}{0.1340 \quad 348} = 4.95 \quad 10\ ^4 m^2 = 4.95\ cm^2$$

- ***Ferraillage minimal :***

$$A_{smi} = \left\{\frac{\quad}{1000}; 0.23 \quad d\frac{t}{e} \right. \qquad A_{smi} = 1.7\ cm$$

$$A_s = max\ A_s \quad ; A_s = max\ 1.7;\ 4.95 \ = 4.95 cm^2$$

- ***Description des barres :***

On va adopter en travée 5T12 avec : $A_s = 5.65\ cm^2$ et un espacement de :

$$s_t = 20\ cm \quad s_t = min\ 3 \ ; 33cm \ = 33cm.$$

- ***Armatures de répartition :***

$$A_r \quad \frac{A_s}{4} \quad A_r \quad \frac{5.65}{4} = 1.41\ cm^2$$

Donc on adopte 7 8 avec $A_r = 3.52 cm^2$, et un espacement entre barres de :

$$s_t = 15 \quad s_t = min\ 4\ ; 45cm\ = 45cm$$

C/ Vérification des contraintes de cisaillement (ELU)

On doit vérifier la condition suivante :

$$\leq \quad = min\left\{\frac{0.2\ _c}{_b}; 5MPa\right\} = 3.33\ MPa$$

Avec :

$$= \frac{V}{d} = \frac{0.02589}{1 \quad 0.14} = 0.184\ MPa \qquad = 3.33\ MPa$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires pour ce cas.

D/ Vérification des contraintes normales à L'ELS

- ***En travée :***

On à : $M_{ser} = 16.63\ KNm/ml$, $A_s = 5.65\ cm^2$

$$= \frac{15A_s}{} \quad \overline{1 + \frac{d}{7.5\ A_s}} \quad 1 \quad = \frac{15 \quad 5.65 \quad 10^{\ 4}}{1} \qquad \overline{1 + \frac{1 \quad 0.14}{7.5 \quad 5.65 \quad 10^{\ 4}}} \quad 1$$

$$= 4.04cm$$

- **l'inertie de la section :**

$$= \frac{}{3} + 15A_s\ d \qquad = 100 \quad \frac{4.04}{3} + 15 \quad 5.65\ 14 \quad 4.04$$

$$= 10605.31\ cm^4 = \ .\mathbf{06} \qquad \mathbf{0^4}\ m^4$$

Par conséquent :

$$_{bc} = \frac{M_{ser}}{_1} \quad _1 = 6.05\ MPa \qquad _{bc} = 15\ MPa \qquad onditionvéri\ \hat{e}e$$

$$_s = 15\frac{M_{ser}}{_1} \quad d \quad _1 = 219.212\ MPa \qquad _s = 400\ MPa \qquad onditionvéri\ \hat{e}e$$

Le ferraillage adopté à l'ELU est satisfaisant à l'ELS.

E/ Vérification de la flèche (ELS)

On examine les conditions de non vérification de la flèche suivantes :

$$max\left\{\frac{L}{16};\frac{M_t L}{10M}\right.$$

$$A_s \leq \frac{4.2 \quad d}{e}$$

$$L \leq 8.00m$$

Dont :

$$M_t^{ser} = 15.79\ KNm/ml$$
$$M^{ser} = 16.63\ KNm/ml$$
$$L = 3.70\ m$$

$$= 17cm \quad max\left\{\frac{L}{16};\frac{M_t L}{10M}\right. = max\left\{\frac{370}{16};\frac{15.79 \quad 355}{10 \quad 15.79}\right. = 35.5\ cm$$

$$A_s = 5.65cm \ \leq \frac{4.2 \quad d}{e} = \frac{4.2 \quad 100 \quad 14}{400} = 14.7cm$$

$$L = 3.70m \leq 8.00\ m$$

Donc on doit vérifier la flèche comme suit :

$$\Delta \boldsymbol{f} = \ \boldsymbol{f} \qquad \boldsymbol{f_{ji}} \ + \ \boldsymbol{f_{pi}} \quad \boldsymbol{f}_{\ i} \leq \boldsymbol{f}$$

Avec :

$$= \frac{L}{500} \qquad our\ \ L \leq 5.00m$$

$$L = 3.70m \qquad = \frac{370}{500} = 0.74\ cm.$$

- ***Calcul du moment d'inertie de la section non fissurée (I_0) :***

$$= \frac{}{12} + n\ \ A_s\ \ \frac{}{2} \quad d \qquad + A_s\ \ \frac{}{2} \quad d$$

$$_{\mathbf{0}} = \frac{1 \quad 0.17}{12} + 15 \quad 5.65 \quad 10^{\ 4} \quad \frac{0.17}{2} \quad 0.03 \qquad = 4.35 \quad 10^{\ 4} m^4$$

- **Calcul du facteur (λ) :**

$$= \frac{A_s}{d} = \frac{5.65 \quad 10^{\ 4}}{1 \quad 0.14} = 0.0040$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \quad _t}{2 + 3 —} = \frac{0.05 \quad 2.1}{0.00403 \quad 2 + 3 \quad 1} = 5.2109$$

- **Calcul des moments :**

- Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes (Mg) :

$$Mg \ = \frac{G \quad L}{8} = \frac{7.387 \quad 3.70}{8} = 12.64\ KN.m$$

- Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements (M_j):

$$Mj = \frac{j \quad L}{8} = \frac{6.93 \quad 3.70}{8} = 11.85\ KN.m$$

- Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation :

$$M_p = M_t^{ser} = 15.79\ KN.m$$

- **Calcul des contraintes :**

$$_s = \frac{15\ M}{\quad} \quad d \qquad = \frac{15 \quad 12.64}{1.06 \quad 10^{\ 4}} \quad 0.14 \quad 0.041 \quad = \qquad _s = 177.079\ MPa$$

$$_s = \frac{15\ M}{\quad} \quad d \qquad = \frac{15 \quad 11.85}{1.06 \quad 10^{\ 4}} \quad 0.14 \quad 0.041 \qquad _s = 166.011\ MPa$$

$$_{sp} = \frac{15\ M_p}{\quad} \quad d \qquad = \frac{15 \quad 15.79}{1.06 \quad 10^{\ 4}} \quad 0.14 \quad 0.041 \qquad _{sp} = 221.208\ MPa$$

- **Calcul des paramètres (μ) :**

$$= 1 \quad \frac{1.75 \quad _t}{4 \quad _s + \ _t} = 1 \quad \frac{1.75 \quad 2.1}{4 \quad 0.00403 \quad 177.079 \ + 2.1} \qquad = 0.258$$

$$= 1 \quad \frac{1.75 \quad _t}{4 \quad _s + \ _t} = 1 \quad \frac{1.75 \quad 2.1}{4 \quad 0.00403 \quad 166.011 + 2.1} \qquad = 0.230$$

$$_p = 1 \quad \frac{1.75 \quad _t}{4 \quad _p + \ _t} = 1 \quad \frac{1.75 \quad 2.1}{4 \quad 0.00403 \quad 221.208 + 2.1} \qquad _p = 0.351$$

- **Calcul de l'inertie fissurée :**

$$= \frac{1.1}{1 + 0.4\lambda_i} = \frac{1.1 \quad 4.35 \quad 10^{\ 4}}{1 + 0.4 \quad 5.21 \quad 0.258} = \qquad = 3.11 \quad 10^{\ 4}\ m^4$$

$$_i = \frac{1.1}{1 + \lambda_i} = \frac{1.1 \quad 4.35 \quad 10^{\ 4}}{1 + 5.21 \quad 0.258} \qquad _i = 2.04 \quad 10^{\ 4} m^4$$

$$^{\ i}\ _i = \frac{1.1}{1 + \lambda_i} = \frac{1.1 \quad 4.35 \quad 10^{\ 4}}{1 + 5.21 \quad 0.230} \qquad ^{\ i}\ _i = 2.17 \quad 10^{\ 4}\ m^4$$

$$^{\ p}\ _i = \frac{1.1}{1 + \lambda_i \quad _p} = \frac{1.1 \quad 4.35 \quad 10^{\ 4}}{1 + 5.21 \quad 0.351} \qquad ^{\ p}\ _i = 1.69 \quad 10^{\ 4}\ m^4$$

- **Calcul des flèches :**

$$= \frac{M_t \quad l}{10} == \frac{12.64 \quad 3.70 \quad 10}{10 \quad 10818.87 \quad 3.11 \quad 10^{\ 4}} \qquad = 5.14 \quad 10 \quad m$$

$$_i = \frac{M_t \quad l}{10 \quad _i} = \frac{12.64 \quad 3.70 \quad 10}{10 \quad 32164.2 \quad 3.11 \quad 10^{\ 4}} \qquad _i = 1.72 \quad 10 \quad m$$

$$_i = \frac{M_t \quad l}{10 \quad _i} = \frac{11.85 \quad 3.70 \quad 10}{10 \quad 32164.2 \quad 3.11 \quad 10^{\ 4}} \qquad _i = 1.62 \quad 10 \quad m$$

$$_{pi} = \frac{M_{tp} \quad l}{10 \quad _i} = \frac{15.79 \quad 3.70 \quad 10}{10 \quad 32164.2 \quad 3.11 \quad 10^{\ 4}} \qquad _{pi} = 2.16 \quad 10 \quad cm$$

$$\Delta f_t = f \qquad f_{ji} + f_{pi} \qquad f \ _i$$

Donc $\Delta \ _t = 5.14 \quad 1.62 + 1.72 \quad 2.16 \quad 10 \quad = 3.14 \quad 10 \quad m$

$\Delta \ _t = 4.2 \quad 10 \quad m \qquad = 7 \quad 10 \quad m$ **o itio** é **ifé**

III.6.1.2 Etude de la volée 2

A/ Schéma statique :

Afin de ferrailler cette 2ème volée on suit les mêmes étapes qu'on a suivit pour la 1ère volée.(fig.III.42) et (fig.III.43)

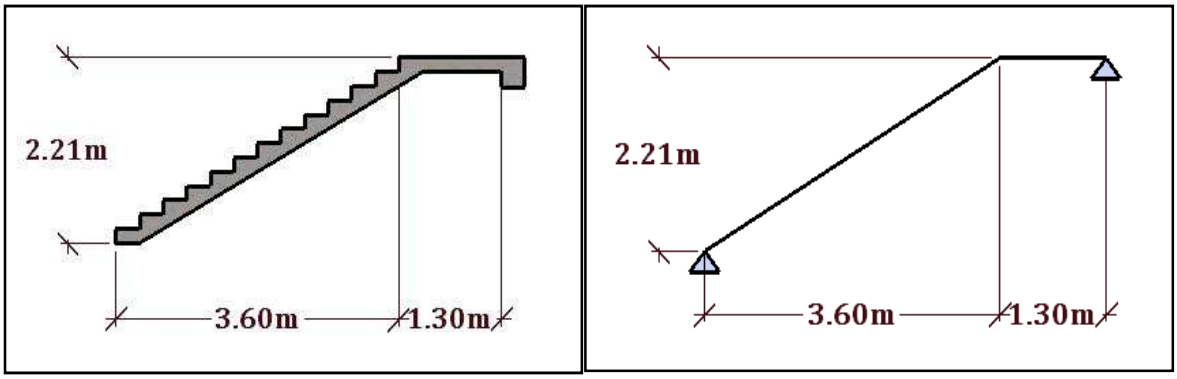


Fig.III. 42 Vue de la volée 2 et schématisation

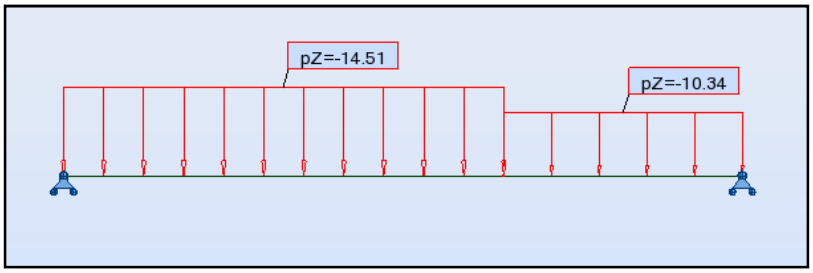
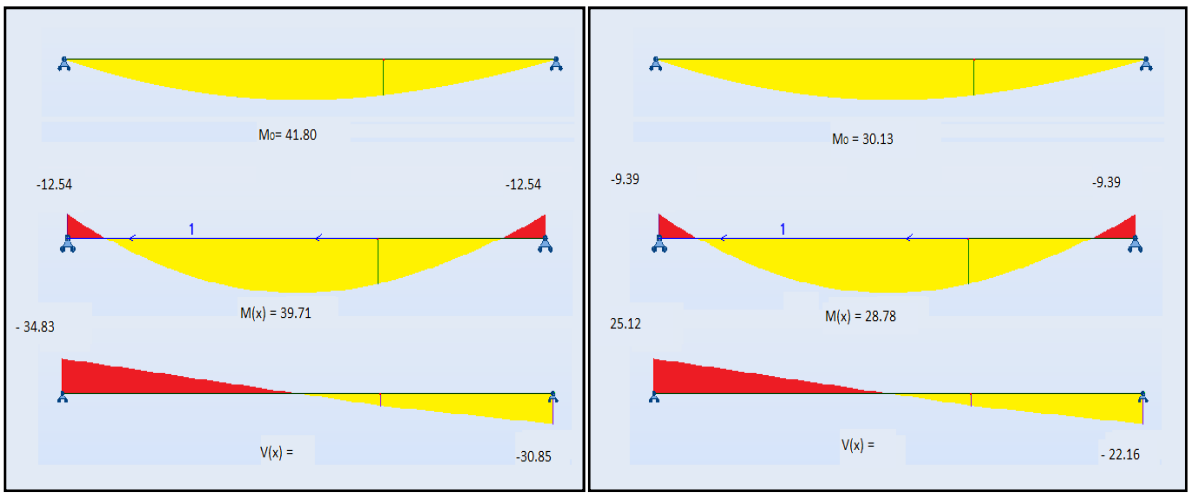


Fig.III.43 Chargement linéaire de la volée 2

- **Diagramme des sollicitations :**



ELU ***ELS***

B/ Calcul du ferraillage *:*

$M = 39.71\ Kn.m/ml, \quad M_{ser} = 28.78\ Kn.m/ml$

$$= \frac{M}{M_{ser}} = \frac{39.71}{28.78} = 1.37 \quad 1.4$$

$e\ 400$
$_c = 25\ MPa \quad _l = 0.341 \quad 0.1776 = 0.341 \quad 1.4 \quad 0.1776$

$$= 0.2998 \quad 0.3$$

$$_b = \frac{M}{\partial\ _b} = \frac{0.03971}{1 \quad 0.14 \quad 14.2} = 0.142 \quad _l \quad 0.3 \quad A_s = 0$$

$$= 1.25\ \ 1 \quad \overline{1 \quad 2\ _b} = 1.25\ \ 1 \quad \sqrt{1 \quad 2 \quad 0.142} = 0.192$$

$$= d\ \ 1 \quad 0.4 \quad = 0.14\ \ 1 \quad 0.4 \quad 0.192 \quad = 0.1292m = 12.92cm$$

$$0.259 \quad l \quad L \ \ est\ atteint\ en\ Pivot\ A$$

$$_s = \ _s \ = 348\ MPa$$

$$A_s = \frac{M}{\ _s} = \frac{0.03971}{0.1292 \quad 348} = 8.83 \quad 10\ ^4 m^2 = 8.83\ cm^2$$

- ***Ferraillage minimal :***

$$A_{smi} = \left\{\frac{}{1000}; 0.23 \quad d\frac{t}{e} \right. \qquad A_{smi} = 1.7\ cm$$

$$A_s = max\ \ A_s \quad ; A_s \ = max\ \ 8.83; 5.19 \ = 8.83\ cm^2$$

- ***Description des barres :***

On va adopter en travée 6 $T14$ avec : $A_s \ = \ 9.23\ cm^2$ et un espacement de :

$$s_t = 15\ cm \quad s_t = min\ \ 3 \ \ ; 33cm \ = 33cm.$$

- ***Armatures de répartition :***

$$A_r \quad \frac{A_s}{4} \quad A_r \quad \frac{9.23}{4} = 2.30\ cm^2$$

Donc on adopte 5 8 avec $A_r = 2.52\ cm^2$, et un espacement entre barres de :

$$s_t = 15 \quad s_t = min\ 4\ ; 45cm\ = 45cm$$

C/ Vérification des contraintes de cisaillement (ELU) :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\leq \quad = min\left\{\frac{0.2\ _c}{_b}; 5MPa\right\} = 3.33\ MPa$$

Avec :

$$= \frac{V}{d} = \frac{0.03483}{1 \quad 0.14} = 0.248\ MPa \qquad = 3.33\ MPa$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires pour ce cas.

D/ Vérification des contraintes normales à L'ELS :

- **En travée :**

On à : $M_{ser} = 28.78\ KNm/ml$, $A_s = 9.23\ cm^2$

$$= \frac{15A_s}{} \quad \sqrt{1 + \frac{d}{7.5\ A_s}} \quad 1 \quad = \frac{15 \quad 9.23 \quad 10^{\ 4}}{1} \qquad \sqrt{1 + \frac{1 \quad 0.14}{7.5 \quad 9.23 \quad 10^{\ 4}}} \quad 1$$

$$= 5\ cm$$

- **l'inertie de la section :**

$$= \frac{}{3} + 15A_s\ d \qquad = 100 \quad \frac{5}{3} + 15 \quad 9.23\ 14 \quad 5$$

$$= 15381.11\ cm^4 = \quad .\mathbf{53} \qquad \mathbf{0^4}\ m^4$$

Par conséquent :

$$_{bc} = \frac{M_{ser}}{_1} \quad _1 = 6.02\ MPa \qquad _{bc} = 15\ MPa \qquad onditionvéri\ \hat{e}e$$

$$_s = 15\frac{M_{ser}}{_1} \quad d \quad _1 = 252.60\ MPa \qquad _s = 400\ MPa \qquad onditionvéri\ \hat{e}e$$

Le ferraillage adopté à l'ELU est satisfaisant à l'ELS.

E/ *Vérification de la flèche (ELS) :*

On examine les conditions de non vérification de la flèche suivantes :

$$max\left\{\frac{L}{16};\frac{M_t L}{10M}\right.$$

$$A_s \leq \frac{4.2 \quad d}{e}$$

$$L \leq 8.00m$$

Dont :

$$M_t^{ser} = 28.78\ KNm/ml$$
$$M^{ser} = 30.13\ KNm/ml$$
$$L = 4.90\ m$$

$$= 17cm \quad max\left\{\frac{L}{16};\frac{M_t L}{10M}\right. = max\left\{\frac{490}{16};\frac{28.78 \quad 490}{10 \quad 30.13}\right. = 46.80\ cm$$

$$A_s = 9.23\ cm \ \leq \frac{4.2 \quad d}{e} = \frac{4.2 \quad 100 \quad 14}{400} = 14.7cm$$

$$L = 4.90m \leq 8.00\ m$$

Donc on doit vérifier la flèche comme suit :

$$\Delta \boldsymbol{f} = \ \boldsymbol{f} \qquad \boldsymbol{f_{ji}} \ + \ \boldsymbol{f_{pi}} \quad \boldsymbol{f}_{\ i} \leq \boldsymbol{f}$$

Avec :

$$= \frac{L}{500} \qquad our\ \ L \leq 5.00m$$

$$L = 4.90m \qquad = \frac{490}{500} = 0.98\ cm.$$

- **Calcul du moment d'inertie de la section non fissurée (I_0) :**

$$= \frac{}{12} + n\ \ A_s\ \ \frac{}{2} \quad d \qquad + A_s\ \ \frac{}{2} \quad d$$

$$_{\mathbf{0}} = \frac{1 \quad 0.17}{12} + 15 \quad 9.23 \quad 10^{\ 4} \quad \frac{0.17}{2} \quad 0.03 \qquad = 4.51 \qquad 10^{\ 4} m^4$$

- **Calcul du facteur (λ) :**

$$= \frac{A_s}{d} = \frac{9.23 \quad 10^{\ 4}}{1 \quad 0.14} = 0.0065$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \quad _t}{2 + 3 —} = \frac{0.05 \quad 2.1}{0.00659 \quad 2 + 3 \quad 1} = 3.186$$

- **Calcul des moments :**

1. Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes (Mg) :

$$Mg \ = \frac{G \quad L}{8} = \frac{7.387 \quad 4.90}{8} = 22.17\ KN.m$$

2. Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements (M_j):

$$Mj = \frac{j \quad L}{8} = \frac{6.93 \quad 4.90}{8} = 20.79\ KN.m$$

3. Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation :

$$M_p = M_t^{ser} = 28.78\ KN.m$$

- **Calcul des contraintes :**

$$_s = \frac{15\ M}{\quad} \quad d \qquad = \frac{15 \quad 22.17}{1.06 \quad 10^{\ 4}} \quad 0.14 \quad 0.05 = \qquad _s = 282.353\ MPa$$

$$_s = \frac{15\ M}{\quad} \quad d \qquad = \frac{15 \quad 20.79}{1.06 \quad 10^{\ 4}} \quad 0.14 \quad 0.05 \qquad _s = 264.778\ MPa$$

$$_{sp} = \frac{15\ M_p}{\quad} \quad d \qquad = \frac{15 \quad 28.78}{1.06 \quad 10^{\ 4}} \quad 0.14 \quad 0.05 \qquad _{sp} = 366.537\ MPa$$

- **Calcul des paramètres (μ) :**

$$= 1 \quad \frac{1.75 \quad _t}{4 \quad _s + \ _t} = 1 \quad \frac{1.75 \quad 2.1}{4 \quad 0.00659 \quad 282.353 \quad + 2.1} \qquad = 0.614$$

$$= 1 \quad \frac{1.75 \quad _t}{4 \quad _s + \ _t} = 1 \quad \frac{1.75 \quad 2.1}{4 \quad 0.00659 \quad 264.778 + 2.1} \qquad = 0.595$$

$$_p = 1 \quad \frac{1.75 \quad _t}{4 \quad _p + \ _t} = 1 \quad \frac{1.75 \quad 2.1}{4 \quad 0.00659 \quad 366.537 + 2.1} \qquad _p = 0.687$$

- **Calcul de l'inertie fissurée :**

$$= \frac{1.1}{1 + 0.4\lambda_i} = \frac{1.1 \quad 4.51 \quad 10^{\ 4}}{1 + 0.4 \quad 3.18 \quad 0.614} = \qquad = 2.78 \quad 10^{\ 4}\ m^4$$

$$_i = \frac{1.1}{1 + \lambda_i} = \frac{1.1 \quad 4.51 \quad 10^{\ 4}}{1 + 3.18 \quad 0.614} \qquad _i = 1.68 \quad 10^{\ 4} m^4$$

$$_{\ i} = \frac{1.1}{1 + \lambda_i} = \frac{1.1 \quad 4.51 \quad 10^{\ 4}}{1 + 3.18 \quad 0.595} \qquad _{\ i} = 1.71 \quad 10^{\ 4}\ m^4$$

$$^p_{\ i} = \frac{1.1}{1 + \lambda_i \quad _p} = \frac{1.1 \quad 4.51 \quad 10^{\ 4}}{1 + 3.18 \quad 0.687} \qquad ^p_{\ i} = 1.55 \quad 10^{\ 4}\ m^4$$

- **Calcul des flèches :**

$$= \frac{M_t \quad l}{10} = \frac{22.17 \quad 4.90 \quad 10}{10 \quad 10818.87 \quad 2.78 \quad 10^{\ 4}} \qquad = 1.76 \quad 10 \quad m$$

$$_i = \frac{M_t \quad l}{10 \quad _i} = \frac{22.17 \quad 4.90 \quad 10}{10 \quad 32164.2 \quad 1.68 \quad 10^{\ 4}} \qquad _i = 9.85 \quad 10 \quad m$$

$$_i = \frac{M_t \quad l}{10 \quad _i} = \frac{20.79 \quad 4.90 \quad 10}{10 \quad 32164.2 \quad 1.68 \quad 10^{\ 4}} \qquad _i = 9.23 \quad 10 \quad m$$

$$_{pi} = \frac{M_{tp} \quad l}{10 \quad _i} = \frac{28.78 \quad 4.90 \quad 10}{10 \quad 32164.2 \quad 1.68 \quad 10^{\ 4}} \qquad _{pi} = 1.27 \quad 10 \quad m$$

$$\Delta f_t = f \quad f_{ji} + f_{pi} \quad f_{\ i}$$

Donc $\Delta_{\ t} = 1.76 \quad 0.923 + 0.985 \quad 1.27 \quad 10 \quad = 5.52 \quad 10 \quad m$

$\Delta_{\ t} = 5.52 \quad 10 \quad m \quad = 7 \quad 10 \quad m$ ***o itio*** é ***ifé***

III.6.1.3 Calcul de la poutre palière

La poutre palière par définition est un Elément porteur horizontal et linéaire faisant partie de l'ossature d'un plancher de bâtiment ou d'un tablier de pont. Une poutre reçoit des actions mécaniques (efforts et moments, ponctuels ou linéiques), et les transmet sur des appuis.

Elle est soumise en même temps à la flexion simple due à son poids propre et à la torsion due au moment sur appui du palier de repos.

On l'illustre dans la figure III.44 suivante :

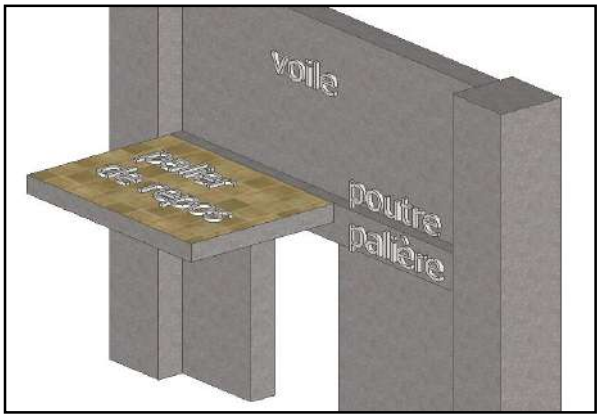


Fig.III.44 Poutre palière

Ou le schéma statique sera le suivant (fig.III.45) :

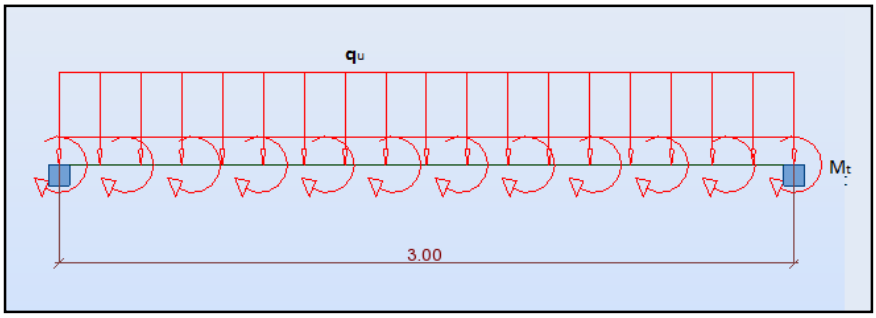


Fig.III.45 Sollicitation de la poutre palière

On a adopté une section de 30 35 pour cette poutre.

III.6.1.3.1 Calcul des charges

- Le poids propre : $G = 0.35 \quad 0.40 \quad 25 = 3.5\ Kn/ml$
- Réaction du palier sur la poutre :

$$\begin{cases} L \quad M = 12.54\ Kn.m & V = 39.71\ KN \\ LS \quad M_{ser} = 9.39\ Kn.m & V_{ser} = 28.78\ KN \end{cases}$$

- **Combinaison des charges :**

$$L \quad q_p = 1.35G + V = 1.35 \quad 3.5 + 39.71 = 44.43\ KN/ml$$
$$LS \quad q_p^{ser} = G + V_s = 3.5 + 28.78 = 32.28\ KN/ml$$

- **Couple de torsion :**

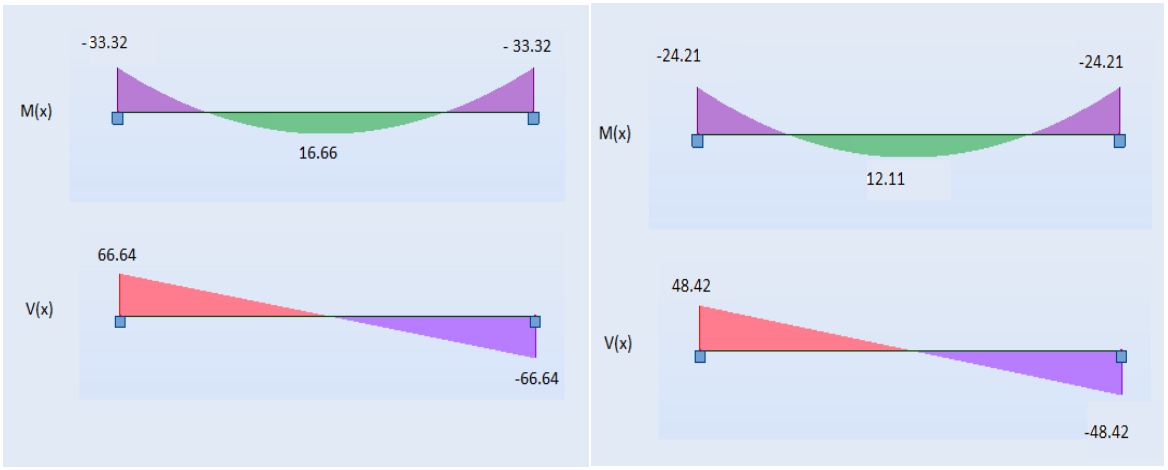
Le couple de torsion est le moment induit par la volée (2) et le palier de repos, le diagramme est déjà donné dans l'étude de la volée (2) et qui a comme valeur :

$$\begin{cases} L \quad M = 12.54\ Kn.m \\ LS \quad M_{ser} = 9.03\ Kn.m \end{cases}$$

- **Le moment de torsion :**

Le moment de torsion est d'après le BAEL

$$Mt = M \quad L_{palier} = 12.54 \quad 3 = 37.62\ Kn.m$$



ELU ***ELS***

III.6.1.3.2 Calcul du ferraillage

Avant de procéder au ferraillage il faut connaitre les caractéristiques de la poutre palière qui sont : $= 35\ cm; \quad = 40\ cm;\ d = 32cm;\ c = 3cm$

Armatures longitudinales

- ***Ferraillage en travée*** **:**

On à : $M = 16.66\ KNm/ml$, $M_{ser} = 12.11\ KNm/ml$.

$$= \frac{M}{M_{ser}} = \frac{16.66}{12.11} = 1.375$$

$$\begin{cases} e\ 400 \\ _c = 25\ MPa \end{cases} \quad _l = 0.341 \quad 0.1776 = 0.341 \quad 1.375 \quad 0.1776 = 0.291 \quad 0.3$$

$$_b = \frac{M}{\partial\ _b} = \frac{0.0166}{0.3 \quad 0.37 \quad 14.2} = 0.028 \quad _l \quad 0.3 \quad A_s = 0$$

$$= 1.25\ \ 1 \quad \overline{1 \quad 2\ _b} = 1.25\ \ 1 \quad \sqrt{1 \quad 2 \quad 0.028} = 0.0335$$

$$= d\ \ 1 \quad 0.4 \quad = 0.37\ \ 1 \quad 0.4 \quad 0.0335 = 0.3650m = 36.50cm$$

$$0.259 \quad l \quad L\ est\ atteint\ en\ Pivot\ A$$

$$_s = \ _s = 348\ MPa$$

$$A_s = \frac{M}{\ _s} = \frac{0.01666}{0.3650 \quad 348} = 1.31 \quad 10^{\ -4} m^2 = 1.31 cm^2$$

On va adopter sur travée $2\ T14 + 1\ T12$ avec : $A_s = 4.21\ cm^2$.

- ***Ferraillage sur appuis :***

On à : $M = 12.54\ KNm/ml$, $M_{ser} = 9.03\ KNm/ml$.

$$= \frac{M}{M_{ser}} = \frac{12.54}{9.03} = 1.388$$

$$\begin{cases} e\ 400 \\ _c = 25\ MPa \end{cases} \quad _l = 0.341 \quad 0.1776 = 0.341 \quad 1.388 \quad 0.1776 = 0.295$$

$$_b = \frac{M}{\partial\ _b} = \frac{0.01254}{0.35 \quad 0.37 \quad 14.2} = 0.018 \quad _l \quad 0.3 \quad A_s = 0$$

$$= 1.25\ \ 1 \quad \overline{1 \quad 2\ _b} = 1.25\ \ 1 \quad \sqrt{1 \quad 2 \quad 0.018} = 0.022$$

$$= d\ \ 1 \quad 0.4 \quad = 0.37\ \ 1 \quad 0.4 \quad 0.022 = 0.3667m = 36.67\ cm$$

$$0.259 \quad l \quad L\ est\ atteint\ en\ Pivot\ A$$

$$_s = \ _s = 348\ MPa$$

$$\mathrm{A} = \frac{\mathrm{M}}{\mathrm{Z}\ \ \sigma} = \frac{0.01254}{0.3667 \quad 348} = 0.984 \quad 10^{\ -4} \mathrm{m}^2 = 0.982\ \mathrm{cm}^2$$

On va adopter en appuis $3\ T12$ avec : $A_s = 3.39\ cm^2$.

Une fois le ferraillage sur appui et en travée effectué on vérifie la section minimale sur une section de la poutre.

- **Ferraillage minimal :**

  En plus de la condition de non fragilité et la règle de millième on ajoute pour les poutres la section d'acier minimale recommandée par les règles RPA99v2003 :

$$A_s = max\left\{A_{smi}\ ; 0.23\quad d\frac{t}{e}; \frac{d}{1000}\right.$$

$$A_s = max\left\{0.005\quad 35\quad 40; 0.23\quad 30\quad 32\quad \frac{2.1}{400}; \frac{30\quad 32}{1000}\right.$$

$$A_{smi} = 7\ cm^2$$

$$A_s = max\ A_s; A_s = max\ 7;\ 1.31 = 7\ cm^2$$

$$4\ T12 + 2T14 \quad A_s = 7.6\ cm \quad 7\ cm \quad \textbf{co} \quad \textbf{itio}\ \text{é}\ \textbf{ifé}$$

- ***Vérification de l'effort tranchant :***

  On à :

$$= \frac{V}{d} = \frac{0.06664}{0.30\quad 0.37} = 0.514\ MPa \qquad = 3.33\ MPa$$

  Les contraintes de cisaillement ne dépassent pas les valeurs admissibles.

  - **Armatures transversales**

  Suivant l'article ***A.5.1, 22*** des règles CBA 93 :

$$\frac{A_t\ e}{s_t} \quad 0.4MPa$$

  S_t : est l'espacement entre les armatures transversales, qui est donné par l'article ***7.5.2.2*** des règles RPA comme suit :

- ***Zone nodale :*** $S_t \leq min\ \frac{}{4}; 12\ _l$

  Avec est le plus petit des diamètres longitudinaux, où dans notre cas : $= 16\ mm$

  Donc on adopte : $_t =$ **0c** $\leq min\ \frac{4}{4}; 12\quad 1.6 = 10\ cm$

- ***Hors zone nodale :*** $S_t \leq - = 20\ cm,$

  Donc on adopte : et $_t = \mathbf{20}\ \boldsymbol{c}$.

  La section d'armature transversale sera : A_t $\frac{bs\quad .4}{} = \frac{}{.4} = 1.19$

  Alors on adopte 3 8 avec une surface de $A_s = 1.51\ cm^2$ et ce : un cadre et une épingle.

III.6.1.3.3 Ferraillage sous sollicitations de torsion

- **Calcul de la contrainte tangentiel de torsion :**

Selon l'article ***A.5.4.2*** des règles CBA 93, les contraintes de cisaillement dues à la torsion pour une section pleine se calcul comme suit :

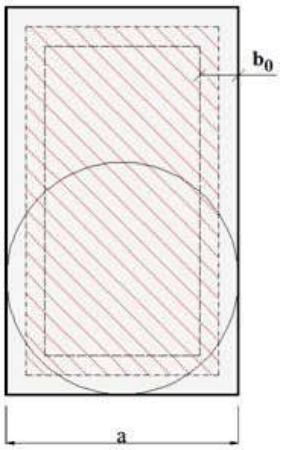
$$= \frac{Mt}{2}$$

Avec : $= \frac{a}{6}$

Mt **:** Le moment de torsion ultime est égale à : $37.62\ KNm$,

a **:** le diamètre du grand cercle inscrit dans le contour extérieur de la section (voir figure),

: L'aire du contour à mi-épaisseur des parois (aire hachuré dans la figure),



Donc : $a = \quad = 0.35m \qquad = \frac{\cdot}{6} = 0.058\ m$

$= \qquad = 0.35 \quad 0.058 \quad 0.40 \quad 0.05 \quad = 0.102\ m^2$

$$= \frac{0.03762}{2 \quad 0.102 \quad 0.058} = 3.17\ MPa$$

- **Vérification des contraintes tangentielles** :

L'article ***A.5.4.3*** des règles CBA 93 recommande de faire la vérification suivante :

$$\overline{\qquad\qquad} \qquad + \qquad \leq \quad = 3.33\ MPa$$

$$\overline{\qquad\qquad} \qquad + \qquad = \quad \overline{3.18 \quad + 0.62} \quad = 3.23\ MPa \qquad = 3.33\ MPa$$

- **Détermination des armatures de torsion** :

- **Les armatures longitudinales** :

Suivant la règle des coutures décrite par l'article A.5.3.1 des règles CBA 93 on à :

$$\frac{\sum A}{U}\frac{f}{\gamma} = \frac{T}{2\Omega}$$

Avec:

$\sum A$: La section des armatures longitudinales engendrés par la torsion, et que l'on note A

U : le périmètre de l'aire Ω, et qui se calcul comme suit :

$$U = \quad b \quad b \quad + \quad h \quad b \qquad 2 = \quad 0.35 \quad 0.058 \quad + \quad 0.40 \quad 0.058 \qquad 2 = 1.27\ m$$

Par conséquent on aura :

$$A = \frac{\gamma \ U \ T}{2f \ \Omega} = \frac{1.15 \quad 1.27 \quad 0.03762}{2 \quad 348 \quad 0.102} = 7.68 \quad 10^{-4} m^2 = 7.68 \ cm^2$$

Description des barres :

On adopte pour les armatures longitudinales de torsion : 5T14 avec

$$A = 7.70 \ cm^2$$

- **Les armatures transversales** :

Selon la même règle on à : $\frac{}{} = \frac{}{\Omega}$

$$A = \frac{\gamma \ s \ T}{2f \ \Omega} = \frac{1.15 \quad 0.20 \quad 0.03762}{2 \quad 235 \quad 0.102} = 1.80 \quad 10^{-4} m^2 = 1.80 \ cm^2$$

III.6.1.3.4 Ferraillage totale

Comme la flexion simple et la torsion, sollicitent concomitamment la poutre palière, on doit superposer les deux ferraillages de flexion et de torsion :

- **Armatures longitudinales :**

- **En travée :**

$$A = A^f + A = 4.21 + 7.7 = 11.91 \ cm^2$$

On adopte 6 T 16 avec $A_s = 12.07 \ cm$

- **Sur appuis :**

$$A = A^f + A = 3.39 + 7.7 = 11.09 \ cm^2$$

On adopte 6 T 16 avec $A_s = 12.07 \ cm$

- **Armatures transversales :**

$$A = A^f + A = 1.19 + 1.80 = 2.99 \ cm^2$$

On adopte alors pour les armatures transversales 3 T12 avec $A = 3.39 \ cm^2$, alors la disposition sera de sorte qu'il y a 3 brins de 12 ce qui donne un cadre et un épingle de 12.

Selon l'article A.7.2.2 du CBA 93 on doit vérifier la condition suivante :

$$\varphi = 1 \ cm \leq \min\left\{\varphi ; \frac{40}{35}; \frac{35}{10}\right\} = \min\{1; 1; 3cm\} = 1cm \quad \text{condition} \quad f$$

- **Vérification au ferraillage minimale (Torsion-flexion) :**

- **Sur appuis :**

On doit vérifier que : $\frac{}{b} \quad 0.4MPa$

$$\frac{A \ f}{b \ U} = \frac{14.68 \quad 10^{-4} \quad 400}{0.058 \quad 1.27} = 8.06 \ MPa \quad 0.4 \ MPa$$

- **En travée :** $\frac{}{b} = \frac{14.\ \ 6\ 1\ \ \ 4}{.\ \ \ 1.} = 7.97\ \text{MPa} \quad 0.4\ \text{MPa}$

- **Armatures transversales :**

On doit vérifier que : $\frac{}{b} \quad 0.4\ \text{MPa},$

$A \quad A \quad _n = 0.03sb$

$$\frac{A\ f}{b\ s} = \frac{3.39 \quad 10^{\ 4} \quad 235}{0.058 \quad 0.2} = 6.86\ \text{MPa} \quad 0.4\ \text{MPa},$$

$$A\ = 3.39\ \text{cm}^2 \quad A \quad _n = 0.03sb = 0.03 \quad 20 \quad 35 = 2.1\ \text{cm}^2$$

III.6.2 Escalier a 3 volées type 1

Il est représenté dans les figures III.46

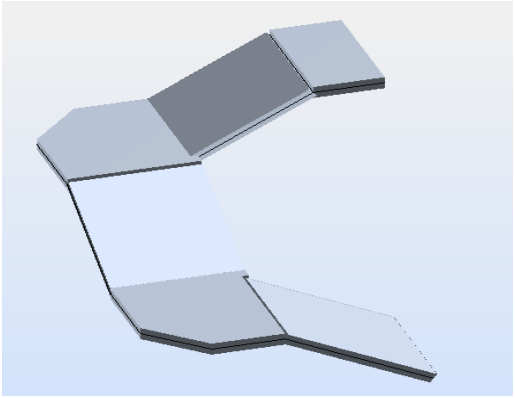


Fig. III.46 : escalier type 1 vue 3D

A/ Charges permanentes

- **Palier**

Les charges permanentes du palier de repos de l'escalier sont présentées dans le tableau III.21 suivant :

Tab.III.21 : Charge permanentes du palier

N°	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^2)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.44
2	Lit de sable	0.02	18	0.36
3	Mortier de pose	0.02	18	0.36
4	Poids du palier	0.25	25	6.25
5	Enduit plâtre	0.02	18	0.36
G				7.4

- **Paillasse**

Les charges permanentes de la paillasse de l'escalier sont présentées dans le tableau III.22 suivant :

Tab.III.22 : Charge permanentes du paillasse

N°	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^2)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.44
2	Lit de sable	0.02	18	0.36
3	Mortier de pose	0.02	18	0.36
4	Poids propre de la paillasse	0.20	25	5
5	Poids des marches	0.085	25	2.127
6	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
G				8.726

B/ Surcharge d'exploitation :

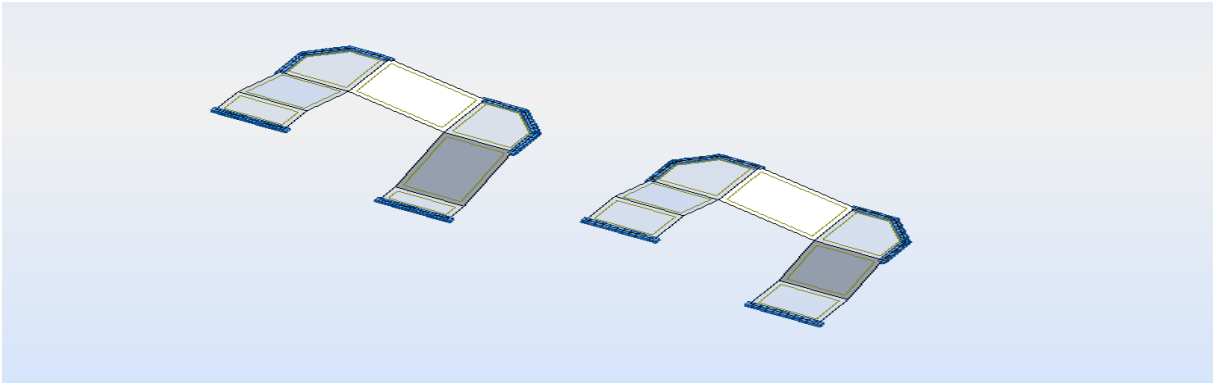
$Q = 2.5\ kN/m^2$

III.6.2.3 le calcul d'escalier type 1

Pour cela on utilise le logiciel ROBOT, par la méthode de cartographie des panneaux :

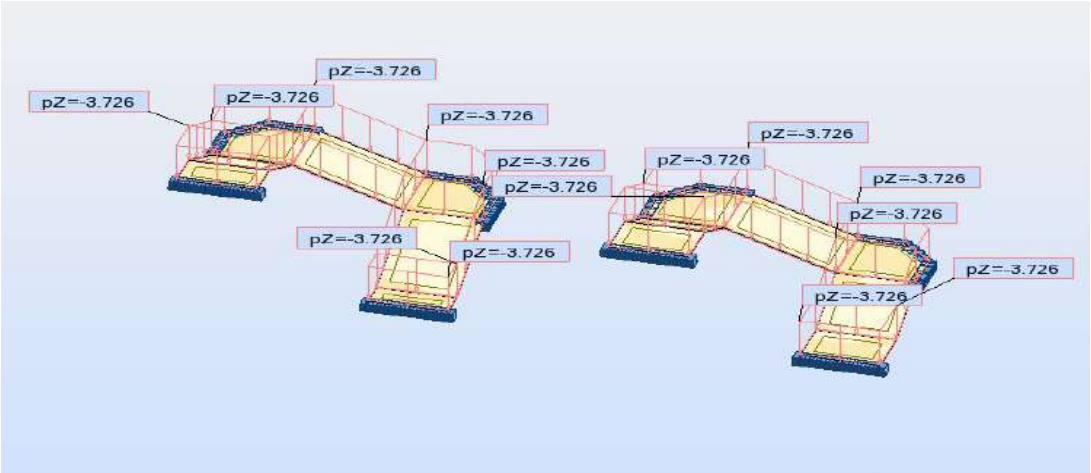
Les étapes sont :

1- Modélisation des escaliers dans un autre fichier ROBOT indépendant avec définition des encastrements :

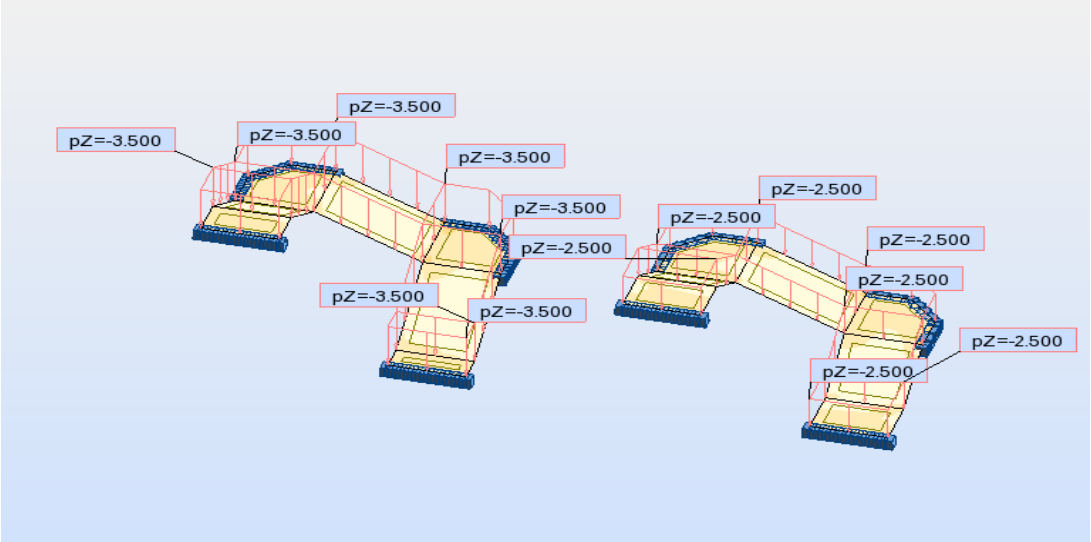


2 - Chargement des escaliers :

-Chargement des escaliers sous G (charge permanente) :

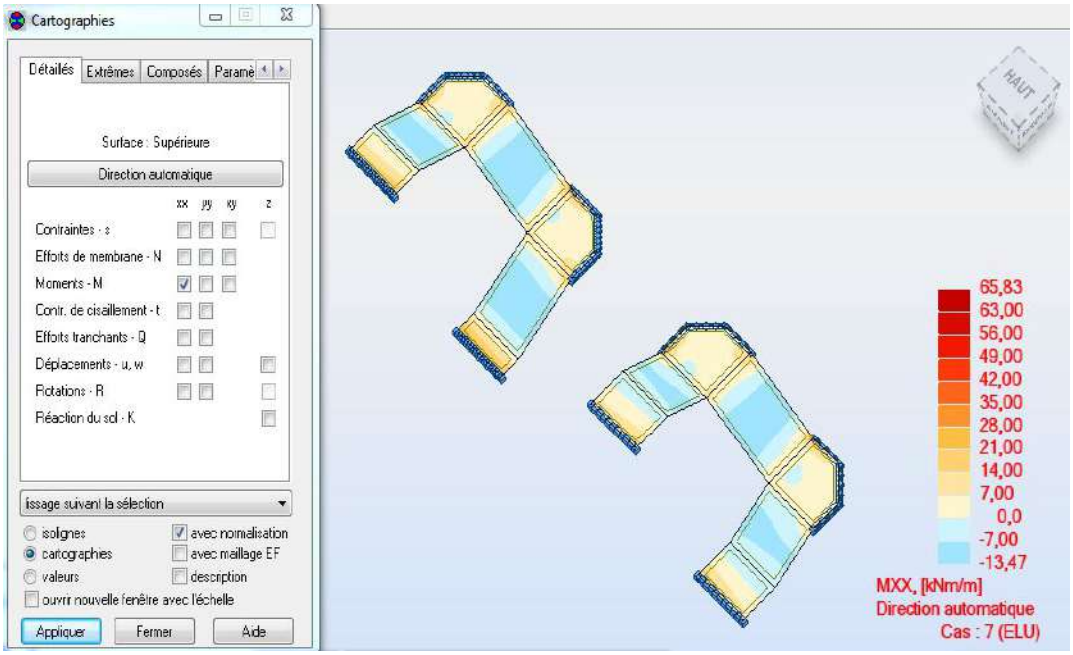


-Chargement des escaliers sous Q (charge d'exploitation) :

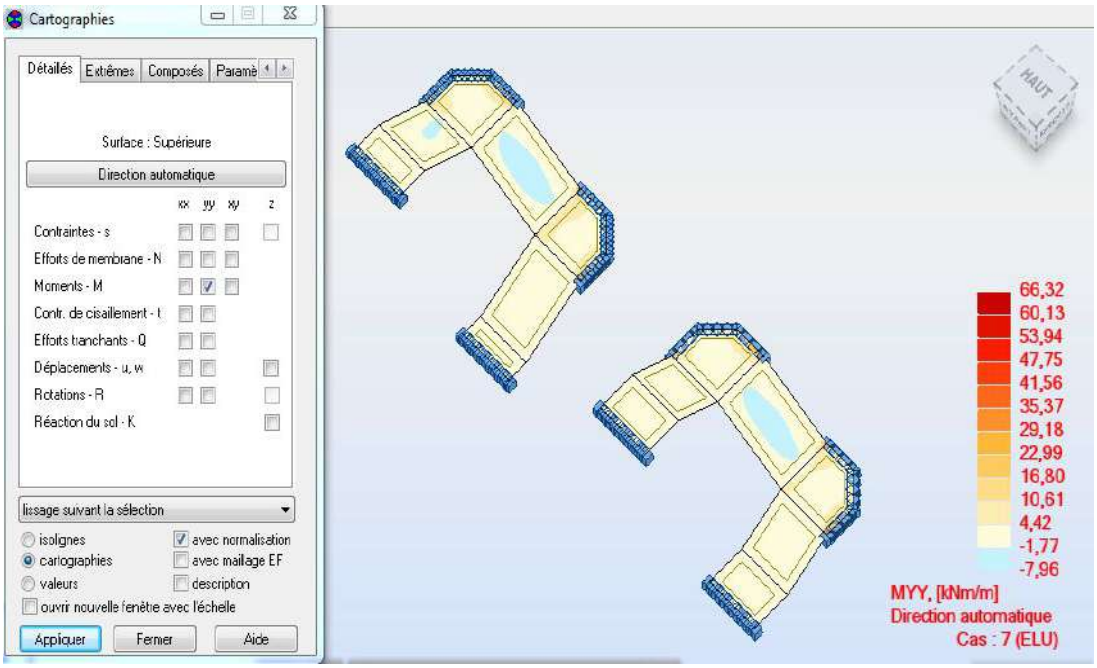


3- Avant la détermination du moment fléchissant on doit vérifier l'escalier l'épaisseur d'escalier (plus exactement la flèche) pour notre cas l'épaisseur déterminé dans le chapitre précédent est suffisant e = 25 cm) ce qui implique 25 cm .

4- Après la vérification, à partir de la barre principale on choisit « résultat-cartographie des panneaux » et on choisit par exemple moment selon xx :



Et puis on choisit le moment selon yy :



A/ Ferraillage :

On remarque que le moment obtenu selon y-y' est le plus défavorable et selon ce dernier qu'on va effectuer le ferraillage manuellement (flexion simple) selon le règlement B.A en vigueur :

Tel que : M_u = 66.32 kN.m pour une bande de 1m (ce moment est le plus défavorable)

d = 230 mm, l'enrobage c =2cm et b = 1000 mm

$$\mu = \frac{66.\quad 1}{14.\quad 1} =$$

μ = 0.088 ($A_s^{'}$ =0 pas d'armatures comprimés)

$A_s = \frac{66. \quad 1}{4 \quad . \quad 4}$

$A_s = 868\ mm^2 = 8.68\ cm^2$

Donc on adopte : $As = 9.23\ cm^2 = 6T14$ c'est le ferraillage pour une bande de 1m et suivant les deux directions x-x' et y-y' avec un espacement de 20 cm pour les barres intermédiaires et 15 cm pour ceux de rive.

B/ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_{ux} = \frac{}{b} \leq \tau = \frac{.}{} = \frac{.}{1.} = 1.16\ MPa$$

$$\tau_{ux} = \frac{}{b} = \frac{4 \ . \ 1}{1 \quad 1} = 0.25 MPa$$

(Avec V_u c'est l'effort tranchant extrême le plus défavorable donné par ROBOT)

$\tau_{ux} = 0.25 \leq \tau = 1.16\ MPa$ (c.v)

C/ Vérification de l'état limite de service :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition : $_{bc} \leq \sigma_b$

La vérification des contraintes se fait à l'état limite de service

$M_{ser} = 62.16\ kN.m \longrightarrow {}_{bc} = 12.5 \leq 15\ MPa$ (c.v)

III.7 calcul des balcons

On remarque qu'on a plusieurs types de balcons, de formes différentes, pour simplifier la tache on se contentera de ferrailler le plus sollicité et on adopte le même ferraillage pour tous les balcons.

Les moments fléchissant seront pris du logiciel ROBOT, et d'après ce dernier le balcon le plus sollicité se trouve au 12ème étage et ayant la forme suivante (fig.III.47) et (fig.III.48) :

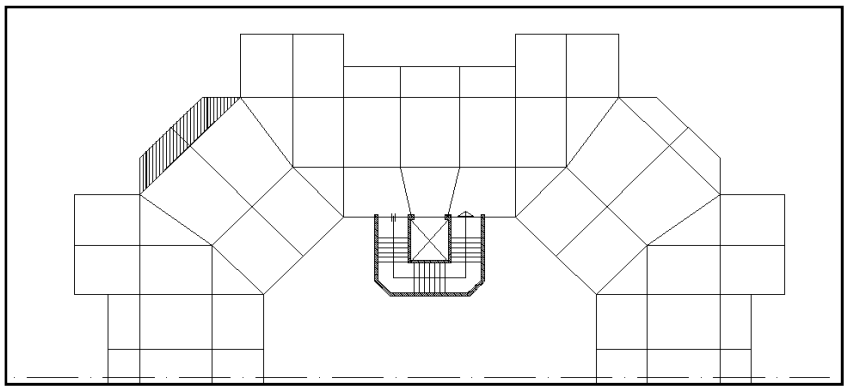


Fig.III.47 Position du balcon le plus sollicité

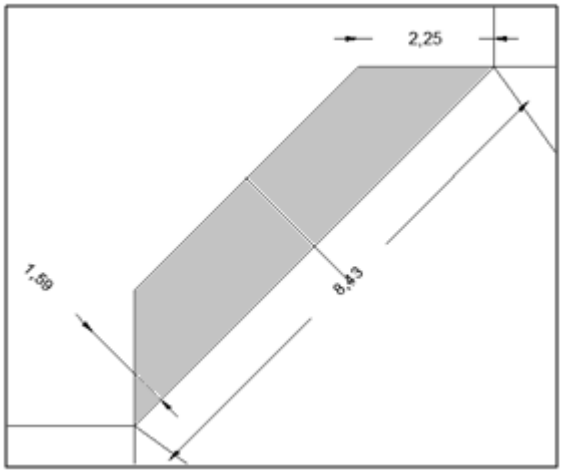


Fig.III.48 Dimensions du balcon à calculer

Ainsi les moments donnés par le logiciel ROBOT sont :

$$\begin{cases} L & M = 66.190\ KN.m \\ LS & M_{ser} = 47.104\ KN.m \end{cases}$$

- **Calcul du ferraillage :**

Le calcul se fait pour une bande de$1\ m$.

$$= \frac{M}{M_{ser}} = \frac{66.190}{47.104} = 1.405$$

$$\begin{cases} e\ 400 \\ _c = 25\ MPa \end{cases} \quad _l = 0.341 \quad 0.1776 = 0.341 \quad 1.405 \quad 0.1776 = 0.300$$

$$_b = \frac{M}{\partial\ _b} = \frac{0.06619}{1 \quad 0.14 \quad 14.2} = 0.237 \quad _l \quad 0.3 \quad A_s = 0$$

$$= 1.25\ \ 1 \quad \overline{1 \quad 2\ _b} = 1.25\ \ 1 \quad \sqrt{1 \quad 2 \quad 0.237} = 0.343$$

$$= d\ \ 1 \quad 0.4 \quad = 0.14\ \ 1 \quad 0.4 \quad 0.343 \quad = 0.1207m = 12.07cm$$

$$0.259 \quad l \quad L \ \ est\ atteint\ en\ Pivot\ A$$

$$_s = \ _s \ = 348\ MPa$$

$$A_s = \frac{M}{\ _s} = \frac{66.19}{0.1207 \quad 348} = 1575 \quad 10\ ^4 m^2 = 1.575\ cm^2$$

On remarque que la section de ferraillage est petite, alors on doit vérifier à section minimale :

- **Section minimale :**

$$A_{smi} \quad max\left\{A_s \quad ; 0.23 \quad d\frac{t}{e}; \frac{d}{1000}\right.$$

$$A_s \quad max\left\{0.005 \quad 100 \quad 14; 0.23 \quad 100 \quad 14 \quad \frac{2.1}{400}; \frac{100 \quad 14}{1000}\right.$$

$$A_{smi} \quad 7\ cm^2$$

$$A_s = max\ A_s; A_s \quad = max\ 7;\ 1.575\ = 7cm^2$$

Alors on adopte $5\ T14$ avec $A_s = 7.70\ cm^2$

Et avec un espacement $S_t = 100 / 5 = 20\ cm$

- **Les armatures de répartitions :**

$$\text{A} \quad \frac{\text{A}}{4} \quad \text{A} \quad \frac{7.70}{4} = 1.925\text{cm}\ .$$

On adopte 4 8 $As = 2.01cm2$ **.**

Avec un espacement de $20\ cm$

En ce qui concerne le nombre d'armature de répartition, on constate que la largeur de chaque balcon diffère de l'autre, alors on respecte l'espacement qui est de $20\ cm$

- **Condition de non fragilité :**

Suivant l'article (B.6.4) de CBA 93

$$A_{smi} \quad max\left\{A_s \quad ; 0.23 \quad d\frac{t}{e}; \frac{d}{1000}\right. \quad A_{smi} \quad 7\ cm^2$$

$$A_s \quad A_{smi} \quad ;\ 7.70\ cm \quad 7\ cm \quad \textbf{\textit{co}} \quad \textbf{\textit{itio}}\ \text{é}\ \textbf{\textit{ifé}}$$

Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier que :

$$\begin{cases} _{bc} \leq \ _{bc} \\ _{s} \leq \ _{s} \end{cases}$$

$$\sigma \ = \min\left\{\frac{2\ \text{f}}{3}; 110 \quad \overline{\eta\ \text{f}}\right. \quad = 201.633\ \text{MPa} \quad 202\ \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{b}} \ = 0.6\ \text{f} \quad = 15\ \text{MPa.}$$

- ***Calcul des contraintes :***

On à : $M_{ser} = 47.11\ KNm/ml$**,** $A_s = 7.70\ cm^2$

$$= \frac{15A_s}{} \quad \overline{1 + \frac{d}{7.5\ A_s}} \quad 1 \ = \frac{15 \quad 7.7 \quad 10^{\ 4}}{1} \quad \overline{1 + \frac{1 \quad 0.14}{7.5 \quad 7.7 \quad 10^{\ 4}}} \quad 1$$

$$= 4.64\ cm$$

- **l'inertie de la section :**

$$= \frac{}{3} + 15A_s\ d \quad = \frac{100 \quad 4.64}{3} + 15 \quad 7.70 \quad 9.63 \ =$$

$$= 10865.77\ cm^4 = 1.08 \quad 10^{\ 4}\ m^4$$

Par conséquent :

$_{bc} = \frac{M_{ser}}{_1}$ $_1 = 2.02\ MPa$ $_{bc} = 15\ MPa$ **o itio** é **ifé**

$_s = 15\frac{M_{ser}}{_1}$ d $_1 = 186.35\ MPa$ $_s = 202\ MPa$ **o itio** é **ifé**

Le ferraillage adopté à l'ELU est satisfaisant à l'ELS.

III.8 CONCLUSION

Dans ce chapitre on a ferraillé les différents éléments non structuraux, on a vue que même si ces éléments ne sont pas structuraux mais présentes quelques difficultés de calcul, les schémas de ferraillage seront joint ci après.et ce pour les différents éléments calculés.

CHAPITRE IV

Etudes sous actions horizontales

Chapitre IV : Etudes sous actions horizontales

Introduction

En plus des charges verticales (le poids propre et les surcharges), la structure est aussi exposé au charges horizontales, et ce tel que la température, le vent et le séisme. En première partie on étudiera l'effet thermique, puis le vent seul, et en fin l'effet du séisme, et on conclure par une comparaison entre eux, et on choisira la sollicitation la plus importante.

IV.1 Effet thermique

IV.1.1 Introduction

Dans les constructions, qu'elles soient de grande importance ou non, il est souvent rencontré de les voir laides a causes des fissurations trop apparentes, celles-ci ne sont pas tout le temps provoquées par les chargements statiques ou dynamiques seulement, mais il y a un autre facteur lui aussi très important, et c'est le facteur de la température.

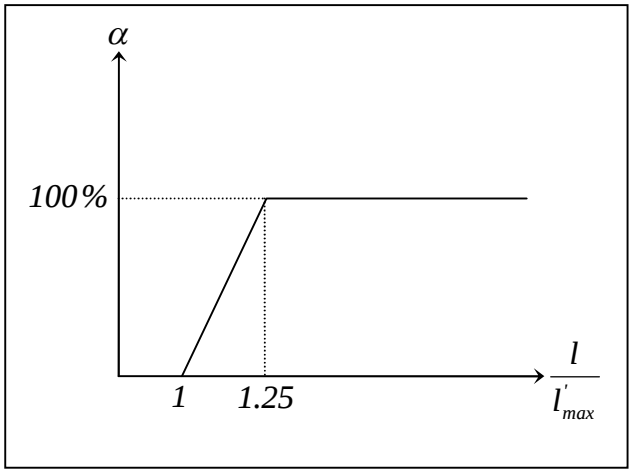
Ce dernier peut causer des dégâts très importants si on ne le prend pas en considération, et c'est pour cela qu'on trouve dans le code de calcul ***CBA.93*** des développements là-dessus.

Pour expliquer ce phénomène on donne un exemple simple, que si un élément est sollicité par des contraintes internes ne peut se déformer en raison de la présence des matériaux qui l'entourent, il s'y produit des fissures.

Lorsqu'on consulte l'article ***B.5.1*** du code de calcul ***CBA93 ;*** on trouve qu'il est exigé dans les calculs relatifs aux constructions courantes et aux constructions industrielles, de tenir compte des effets des variations de température pour les éléments de construction comprise entre joints distants au minimum de :

- 30m dans les wilayas côtières à l'exception d'ORAN, TEMOUCHENT et TLEMCEN qui rentrent dans la catégorie suivante
- 25m dans les autres wilayas su tell, des Hauts plateaux et de l'Atlas Saharien.
- 20m dans le moyen sud et l'extrême sud.

➢ Pour les immeubles dont les dimensions en plan dépasse les limites précédentes, la prise en compte de la variation linéaire est partielle jusqu'à $1.25\, l_{max}$ suivant le graphe :



Où :

l_{max} : La distance maximale admissible entre joints sans justification par un calcul à la température.

l : La distance entre joints prévue au projet.

En admet de ne conserver qu'une fraction « α » des effets de la température définie ci-après :

$$\begin{cases} l \leq l_{max} & = 0 \\ Si \quad l_{max} \leq 1 \leq 1.25\, l_{max} & = 4 \quad \dfrac{l}{l_{max}} \quad 1 \\ l \quad l_{max} & = 1 \end{cases}$$

Pour notre cas :

$$\begin{cases} l = 52.12\ m \\ l_{max} = 25\ m \end{cases} \quad 1.25 l_{max} = 1.25 \quad 25 = 31.25\ m \quad l \quad = 1$$

Ce qui nous conduit à prendre dans les calcules la totalité des efforts dus à la variation linéaire de la température (traction, compression, flexion) en considération.

IV.1.2 Effet de la température

La température à une influence sur la vie de la structure suivant les changements saisonniers, une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments structuraux d'un ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces derniers.

IV.1.3 Dilatation thermique

La plupart des matériaux se dilatent en se réchauffant et se contractent en se refroidissant. Le changement de longueur correspondant à une variation de température s'exprime comme suit:

$$\frac{l \quad l}{l} = \quad T \quad T \qquad \frac{\Delta l}{l} = \quad \Delta T$$

Avec :

l : Longueur initiale lorsque la température varie de T et T.

l : Longueur finale lorsque la température varie de T et T.

: Coefficient linéaire de dilatation thermique (° ^{1}).

IV.1.3.1 Coefficient de dilatation thermique

Comme la plupart des matériaux de construction, le béton a un coefficient de dilatation thermique positif, mais sa valeur dépend à la fois de la composition du béton et de son état hydrique au moment du changement de température.

L'influence de la composition du béton vient du fait que les deux principaux constituants du béton, la pâte de ciment hydraté et les granulats, ont des coefficients thermiques différents; or, le coefficient du béton est dérivé de ces deux valeurs. Le coefficient de dilatation thermique linéaire de la pâte de ciment hydraté varie entre environ "11 10 ^{6} et 20 10 ^{6} ° " qui est plus élevé que celui des granulats.

On donnera ci-dessous quelques coefficients des matériaux utilisés dans la construction dans le tableau IV.1 suivant :

Tab .IV.1 Coefficient de dilatation thermique de quelques matériaux de construction

Matériaux de construction	Coefficient de dilation thermique par °F
Béton de densité normale	$6x10^{-6}$
Brique	$3x10^{-6}$
Marbre et calcaire dense	$3x10^{-6}$
Grès	$7x10^{-6}$
Acier	$7x10^{-6}$
Cuivre	$10x10^{-6}$
Aluminium	$14x10^{-6}$
Polyester renforcé	$10x10^{-6}$

IV.1.4 Composante de température uniforme

A défaut de justification plus précise on adopte, pour les constructions situées à l'air libre les variations uniformes de température suivante :

- En Algérie du nord (climat tempéré) : $35°$ et $15°$
- Pour le proche et le moyen sud : $45°$ et $20°$
- Pour l'extrême sud : $+50°$ et $30°$

Pour les températures initiales, c'est la température où on coule le béton, et généralement les températures du coulage sont comprises entre ($10\ et\ 25\ °$)

Notre projet se situe à Médéa, qui est classé dans la 2ème catégorie celle du proche et moyen sud, donc la différence de température$\Delta T\ = 65\ °$.

IV.1.5 Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions qui prennent en considération l'effet de température sont données par le code ***C.B.A.93 article A.3.3,*** où les combinaisons sont les suivantes :

- ***A l'ELU*** : $1.35\ G + 1.5\ Q \quad 0.8\ T$
- ***A l'ELS*** : $G + Q \quad 0.6\ T$

Où :

- G : La charge permanente.
- Q : La charge d'exploitation
- T : L'action thermique

IV.1.6 Méthode de calcul

Pour le calcul des effets de la température on se base sur le logiciel ***ROBOT,*** mais pour ce faire, il faudrait lui introduire quelques données, dont

- $\Delta T\ = 65\ °$
- Orientation du bâtiment : celle-ci n'étant pas connus on charge uniquement les poutres de rives pour tous les étages, et toutes les poutres pour le plancher terrasse.

Pour introduire ces données dans le logiciel, il suffit de créer le cas de charge de type température, puis choisir les poutres au quel on veut appliquer le chargement, et par la suite charger les barres par une charge de température en introduisant ΔT , appliquer le chargement et lancer les calculs.

IV.1.6.1 Résultats

Une fois les calculs faits, on a fait une comparaison entre les résultats obtenus, pour une prise en compte plus approprié de l'effet de la température, on a annulé les liaisons rigides, c'est-à-dire qu'on utilise plus les planchers comme un diaphragme, car ceci ne permet pas le déplacement de chaque nœuds seul, donc on ne verra pas le résultat tel qu'il est.

Cette comparaison à été faite à la base des résultats donnés par le logiciel ***ROBOT,*** où ce dernier nous donne les poutres les plus sollicité à un moment M_{max} les valeurs trouvés seront résumé dans les trois tableaux IV.2 et IV.3 et IV.4, suivants :

Tab .IV.2 Sollicitations sur les barres sans l'effet de température

	MX [kNm]	**MY [kNm]**	**MZ [kNm]**
	poutre	Poutre	poutre
MAX	18.73	95.47	146.37
Barre	5923	3249	6952
Cas	7 (C)	7 (C)	12 (C) (CQC)
MIN	-4.35	-120.65	-11.55
Barre	6268	4595	4912
Cas	7 (C)	8 (C) (CQC)	12 (C)

Tab .IV.3 Sollicitations sur les barres avec l'effet de température

	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
	poutre	poutre	poutre
MAX	16.32	106.39	15.18
Barre	6983	3249	6952
Cas	11(C)	14 (C)	12 (C)
MIN	-6.14	-214.84	-7.02
Barre	6268	4595	4912
Cas	14 (C)	12 (C) (CQC)	14 (C)

Tab .IV.4 Sollicitations sur les barres avec l'effet de température

	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
	poutre	poutre	poutre
MAX	14.23	102.9	14.22
Barre	5923	181	2183
Nœud	2444	98	137
Cas	7 (C)	7 (C)	14 (C) (CQC)
MIN	-5.80	-226.93	-6.33
Barre	5926	2210	4912
Nœud	2447	30	2112
Cas	7 (C)	11 (C) (CQC)	7 (C)

Ou :

- x: l'effort normal suivant la direction x.
- : l'effort normal suivant la direction y.

- : l'effort normal suivant la direction z.
- Mx : le moment suivant la direction x.
- M : le moment suivant la direction y.
- M : le moment suivant la direction z.
- Max : c'est les valeurs maximales pour toutes les barres (poteau ou poutre).
- $arre$ c'est le numéro de chaque barre donné par le logiciel.
- $noeud$: c'est le numéro du nœud ou s'applique le moment.
- cas : c'est la combinaison qui provoque chaque une de ces sollicitations.

➢ 7 : la combinaison à l'ELU.

➢ 9 : la combinaison sismique 0.8 $G +$ x

➢ 11 : la combinaison sismique $G + Q +$ x

➢ 12 : la combinaison sismique $G + Q +$

➢ 14 : la combinaison thermique 1.35 G + 1.5 Q 0.8 T

IV.1.6.2 Discussion des résultats

On voit bien que les valeurs obtenus par les combinaisons des charges (ELU ; ACC) sont les cas les plus défavorables utilisés pour le ferraillage des éléments poutres.

IV.1.7 CONCLUSION

Dans cette partie on a exposé les différents démarches pour faire une analyse vis-à-vis l'effet thermique, cette analyse a été fait à l'aide du logiciel ***ROBOT*** où ce dernier nous donne les sollicitations max obtenues par ELU ; ACC sur toutes les éléments poutres, et n'ont pas par les combinaisons thermiques G + Q + 0.8 T et G + Q + 0.6 T .

D'après le premier plan élaboré par l'architecte dans la phase d'esquisse, il a prévue des joints de ruptures et il a partagé la structure en 4 bocs, puis pour avoir le contreventement souhaité (noyau central), il fallait annulé ces joints, pour avoir une structure complète, et là on s'est rendu compte qu'une étude vis-à-vis l'effet de la température est indispensable.

Une fois cette étude faite, on conclu que la mise en œuvre des joints de rupture n'est pas nécessaire.

IV.2 Etude du vent

IV.2.1 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, pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction. Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure, ces forces dépendent aussi de plusieurs paramètres ; la région, le site, l'altitude, les dimensions de l'ouvrage, la majoration dynamique, coefficient de traînée et l'effet de masque.

Etant donné que notre bâtiment atteint une hauteur assez importante et que dans ce cas là, l'effet du vent pourrait être néfaste pour la construction, une étude de cet effet s'impose pour l'estimer et le juger s'il est important ou pas et le comparer avec l'effet de séisme.

Notre étude sera basée sur le règlement neige et vent 65 modifié l'année 2000 (vue le manque des données dans le règlement neige et vent 1999 concernant notre cas et spécialement pour la détermination du coefficient a base polygonales réguliers).

Paramètres généraux concernant l'ouvrage vis-à-vis le règlement NV65 modifié2000

-La construction étudiée a une densité normale de paroi, elle est implantée en région I. Elle est représentée dans la carte zone de vent.

Tab. IV.5 La vitesse du vent en fonction de la zone

Zone	$V_{réf}$ (m/s)
I	25
II	28
III	31

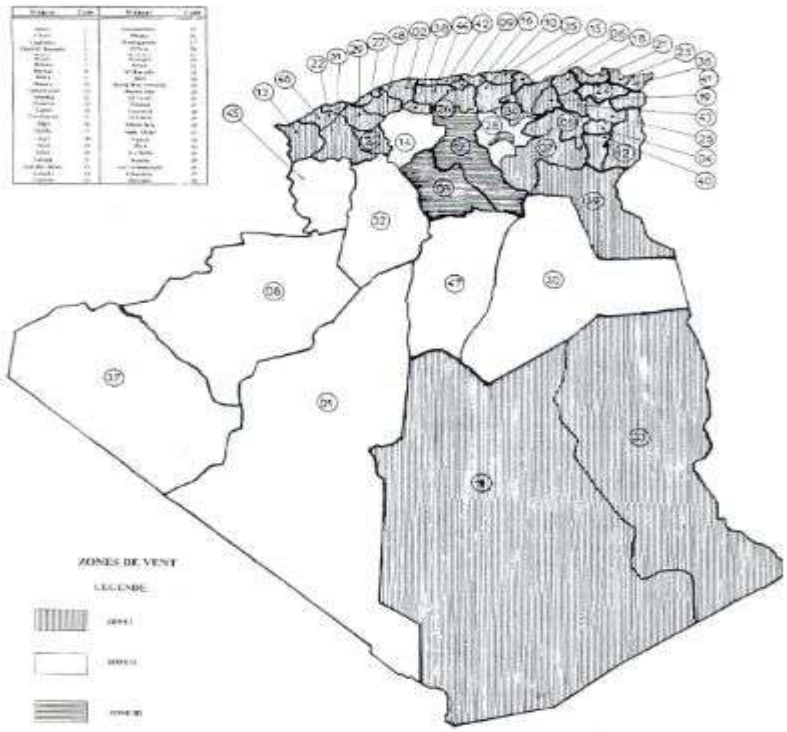


Fig. IV .1 : Carte zone de vent

-La hauteur totale du bâtiment au dessus de sol est H = 46.36 m

-Le coté d'influence de vent est a = b = 22.3 m

-La structure est en béton armé

-Le contreventement est assuré par un noyau central.

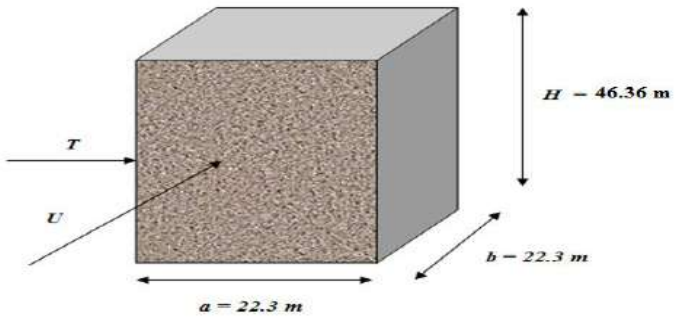
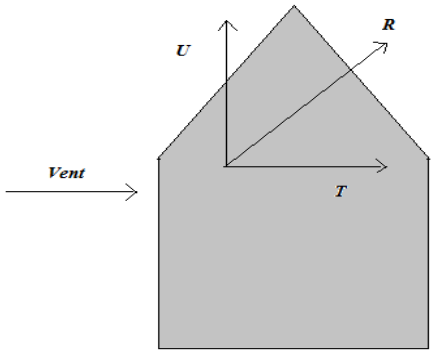


Fig. IV.2 : Action du vent

La force résultante (l'action du vent) :

La force résultante R se décompose en deux forces



L'une est parallèle à la direction du vent elle s'appelle « force de trainée »

Et l'autre perpendiculaire à la direction du vent, c'est la portance du vent.

- Donc notre but principal est de déterminer ces deux actions (parallèle et perpendiculaire)

IV.2.2 Action parallèle à la direction du vent

L'action parallèle à la direction du vent, souvent dite la force de traînée, est déterminée par la formule donnée par ***NV65***

Où :

$$T = \quad q \quad D_c$$

- : coefficient global de traînée.
- β : coefficient de majoration dynamique.
- : coefficient de réduction de dimension.
- q : la pression dynamique à une hauteur h
- D_c: la langueur du maître couple.

IV.2.2.1 Coefficient global de traînée

Le coefficient de traînée est en fonction de la structure, la rugosité de la surface

$$= \quad \gamma$$

Notre structure est de forme octogonale alors le coefficient est en fonction de cette forme, on donnera le tableau IV.2 Suivant pour un éclaircissement :

Tab .IV.6 Coefficient C_{t0} en fonction de la géométrie de la structure

construction à base polygonale rectangulaire ou circulaire		
Catégorie	*Type de construction*	*coefficient C_{t0}*
I	Prisme de trois ou de quatre cotés	1.30
II	prisme de plus de 4 cotés et 10 cotés au plus avec ou sans nervures arrondies - cinq cotés……... - six coté…… -huit cotés…….. -dix cotés……	 1.05 0.95 0.85 0.80
III	Prisme de plus de dix cotés et de vingt cotés au plus ,avec ou sans nervure arrondies (n) étant le nombre des cotés d 28 …… d 28 0.5 $d\ \overline{q}$ 1.5 $d\ \overline{q} \leq 0.5$	 1.05-0.025n 1.05-0.025n 0.8-0.02 $d\ \overline{q}$ 0.25 n 10 0.85-0.005n
IV	Cylindres à base circulaire avec nervures minces ou épaisses à arêtes vives saillies comprises entre 0.01 et 0.1d	0.75
V	Prisme a vingt cotés et plus avec ou sans nervures arrondies Cylindre rugueux à base circulaire sans nervure d 28 …… d 28 0.5 $d\ \overline{q}$ 1.5 $d\ \overline{q} \leq 0.5$	 0.55 0.55 0.85-0.2 $d\ \overline{q}$ 0.75
VI	Cylindres lisses à base circulaires sans nervures et possèdent un poli spéculaire et durable d 28 …… d 28 0.5 $d\ \overline{q}$ 1.5 $d\ \overline{q} \leq 0.5$	 0.45 0.45 0.9-0.3 $d\ \overline{q}$ 0.75

Donc : $_0 = \mathbf{0.85}$ d'où : $= 0.85$

- **Détermination de $_0$**

Elle est donnée par l'abaque ci-dessous :

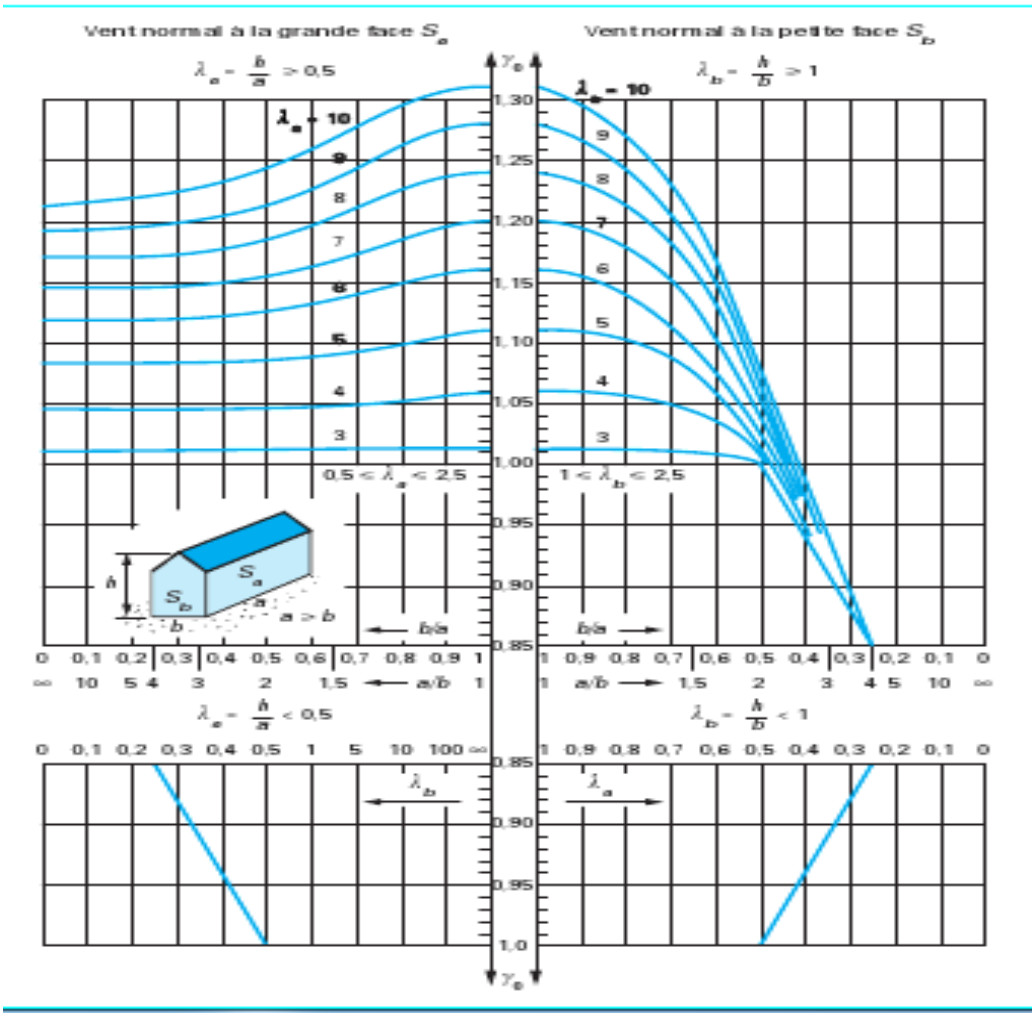


Fig .IV.3 : Coefficient $_0$ pour les constructions prismatiques à base quadrangulaire reposant sur le sol

Le vent dans la région de MEDEA est considéré comme normal

H : c'est la hauteur du niveau 0-0 (sol) jusqu'à la terrasse

Avec a et b la zone d'influence du vent

$$\lambda = \frac{}{a} = \frac{46.36}{22.3} = 2.07$$

$$\frac{a}{} = 1$$

Donc $0.5 \leq \lambda \quad 2.5$

Pour cela et à partir de l'abaque, on trouve $_0 = \mathbf{1}$

Alors :

$$= 0.85 \quad = 0.85 \quad 1 = \mathbf{0.85}$$

IV.2.2.2 Amplification dynamique

Dans la direction du vent, il existe une interaction dynamique entre les forces engendrées par les rafales de vent et de la structure elle-même.

-La connaissance du mode fondamental d'oscillation de la structure dans la direction du vent étudié est primordiale pour la prise en compte de ce phénomène. Plus la structure sera flexible (grande période d'oscillation) et plus les amplifications des déformations et donc des efforts dans la structure seront importantes.

-Pour tenir compte de cet effet il faut pondérer les pressions dynamiques de base par un coefficient d'amplification dynamique.

- Détermination du coefficient

Le coefficient tient compte l'effet d'interaction dynamique entre les forces engendrées par les rafales de vent et la structure elle-même, se calcul comme suit :

$= \quad 1 +$ ……pour les charges normales du vent

Avec :

Coefficient dynamique de majoration

: Coefficient de réponse fonction de la période T du mode fondamentale d'oscillation de la structure (donné par diagramme)

: Coefficient de pulsation déterminé à chaque niveau de la structure en fonction de sa hauteur H au dessus du sol et donné par échelle fonctionnelle

: Coefficient global dépendant du type de construction

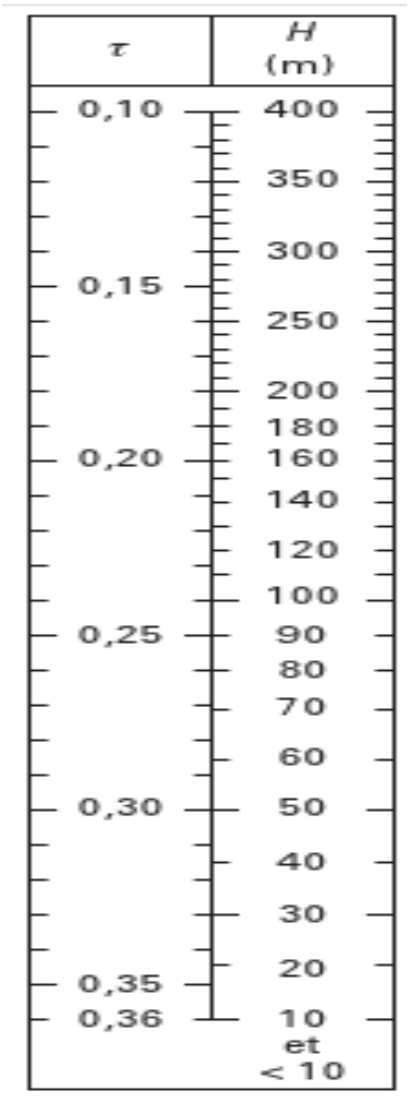
- Détermination de

: Coefficient global dépondant du type de la construction et de la cote au sommet $_s$ il est donné par :

$$= 0.7 + 0.01 \quad 30 \ avec \quad \begin{matrix} = 0.7 \ si \quad \leq 30 \\ = 1 \ si \quad 60 \end{matrix} : \quad = 0.7 + 0.01 \ 46.36 \quad 30 \quad = 0.865$$

- Détermination de :

C'est le coefficient de pulsation déterminé à chaque niveau de la structure en fonction de sa hauteur au-dessus du sol, donné par l'échelle fonctionnelle de la figure suivante :



On doit faire une interpolation, pour qu'on trouve les valeurs de

- <u>Période de vibration :</u>

  La période de vibration est calculée par une formule propre aux structures contreventées par voiles, qui est la suivante:

$$T = 0.08\ \frac{}{\sqrt{L}}\qquad \frac{}{+L} = 0.08\ \frac{46.36}{\sqrt{22.3}}\qquad \frac{46.36}{46.36+22.3} = 0.416$$

  On détermine à partir de la figure VI.4 suivante :

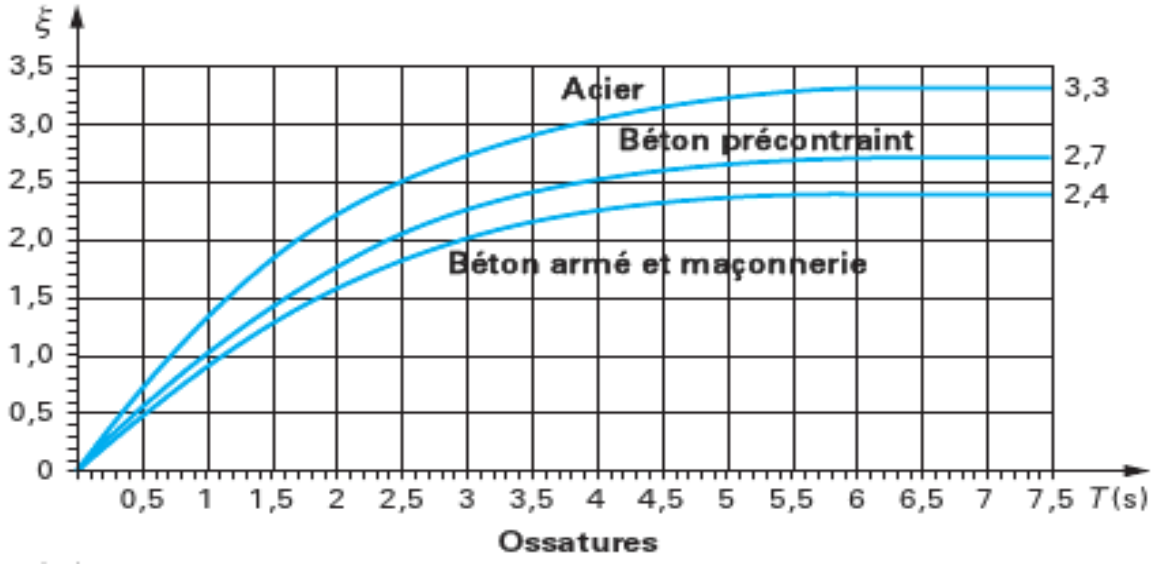


Fig. IV.4 : Détermination de (Coefficient de réponse)

$= \quad T \quad = 0.4$

Pour T = 0.416 s et on a la courbe du béton armé selon l'ossature (2.4) on détermine

Donc pour notre cas $= 0.4$

Une fois tous les paramètres sont déterminés, on peut calculer coefficient de majoration dynamique.

Tab. IV.7 Valeurs de τ et de β

étage	niveau (m)	τ	β
RDC	3.74	0.3694	0.9928
1	7.48	0.3638	0.9909
2	10.72	0.3589	0.9892
3	13.96	0.3541	0.9875
4	17.2	0.3492	0.9858
5	20.44	0.3443	0.9841
6	23.68	0.3395	0.9825
7	26.92	0.3346	0.9808
8	30.16	0.3298	0.9791
9	33.4	0.3249	0.9774
10	36.64	0.3200	0.9757
11	39.88	0.3152	0.9741
12	43.12	0.3103	0.9724
13	46.36	0.3055	0.9707

Le règlement NV 65 recommande à ce que :

$$= \max\ 1; \quad _{calc} \quad \text{ɛ}$$

Si on suit cette recommandation on voit bien que les valeurs trouvées dans le tableau de sont toutes inferieures à 1, et c'est pour cette raison qu'on va prendre la valeur $= 1$ pour tous nos niveaux.

IV.2.2.3 Coefficient de réduction de dimension

Le coefficient de réduction de dimension est en fonction de la hauteur totale de la bâtisse, ainsi de la plus grande dimension de la surface offerte au vent, on peut tirer cette valeur de la figure IV.5 suivante :

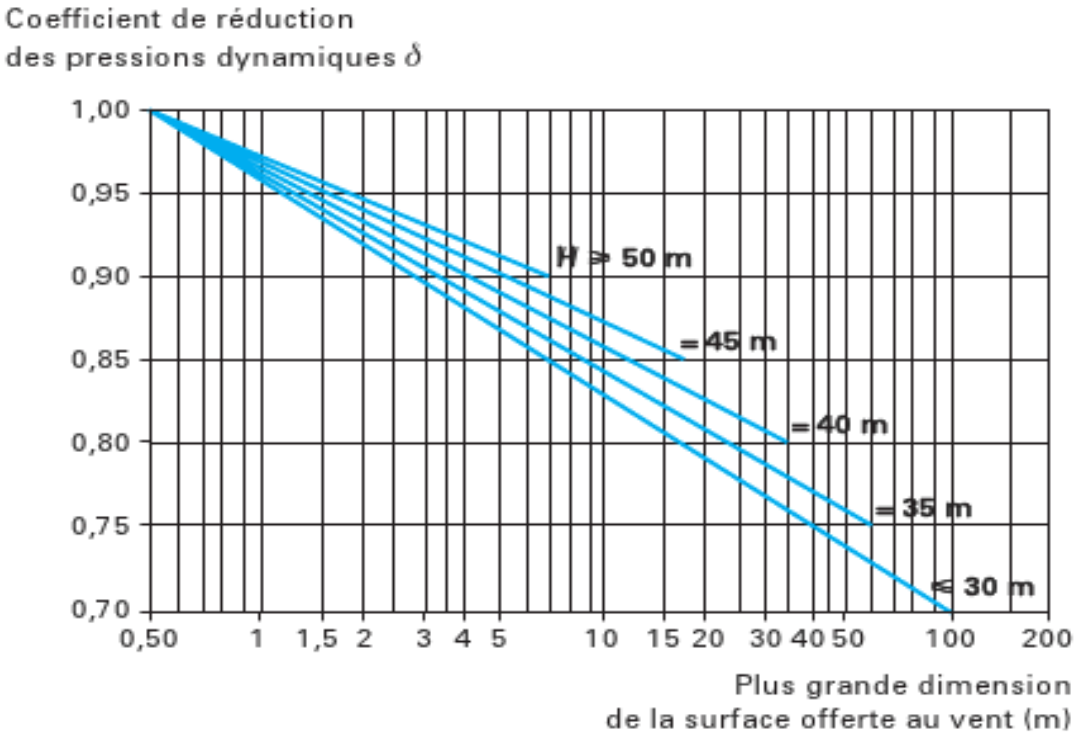


Fig. IV.5 : Coefficient de réduction de dimension

Pour notre cas la plus grande dimension est 22.3 m la hauteur H = 46.51m

On prend : $= 0.865$ (D'après la figure précédente)

IV.2.2.4 La pression dynamique à une hauteur H :

C'est la pression dynamique de base corrigée par des coefficients qui tiennent compte : l'effet de la hauteur au-dessus du sol, l'effet du site et l'effet du masque, elle est donnée par la formule suivante : $= \ _{0}$

Où, on prend les trois effets en considération :

A/ **effet du site :**

La nature du site d'implantation en comparaison avec les relevés météo peut conduire à une diminution ou une augmentation de la vitesse du vent et donc des pressions correspondantes

Coefficient de site	à appliquer aux pressions de base
	Zone I
Site normal	1

: Coefficient de site, donné en fonction de la nature du site et la zone de vent, pour notre cas, le site est de nature normale, donc suivant NV65 on aura :

$$K_s = 1$$

B/ effet de masque :

Il y a effet de masque lorsque la construction envisagée est masquée et protégée par d'autres constructions de grande probabilité de durée dans ce cas les pressions dynamiques de base peuvent être réduites de 25% .

Donc, **:** Coefficient qui tient compte de l'effet de masque pour notre cas il n y'a pas d'obstacle qui gène l'écoulement du vent on prend : $K_m = 1$

C/ effet de la hauteur au dessus du sol :

K : Coefficient qui tient compte de l'effet de la hauteur sur la pression dynamique du vent, il est donné par : $K = 2.5 \quad \frac{1}{6}$

Où :

La hauteur de chaque niveau, par rapport au sol.

q_1 Pression dynamique de base, dont la valeur est en fonction de la zone ou est implanté l'ouvrage, dans cas, la structure est implanté dans la wilaya de MEDEA qui est dans la zone I, donc ; $_0 = 3 \ .5 \quad / \ ^2$ ***=375 kN/m²***

Et ainsi on pourra déterminer les valeurs des pressions dynamiques du vent pour chaque niveau et on résumera les résultats dans le tableau IV.8 suivant :

Tab. IV .8 Valeurs des pressions dynamiques

niveau	K	q (daN/m²)	q(daN/m²)
3.74	0.8527	37.5	31.9756
7.48	0.9440		35.3994
10.72	1.0153		38.0727
13.96	1.0803		40.5118
17.2	1.1399		42.7461
20.44	1.1947		44.8005
23.68	1.2452		46.6957
26.92	1.2920		48.4497
30.16	1.3354		50.0776
33.4	1.3758		51.5926
36.64	1.4135		53.0060
39.88	1.4487		54.3277
43.12	1.4818		55.5663
46.36	1.5128		56.7295

IV.2.2.5 La longueur du maitre couple

Dans le même esprit de substitution du vent par rayon lumineux l'ombre porté sur un plan perpendiculaire à la direction des rayons ou du vent est appelé le maitre couple de la construction pour notre cas $D_c = 22.3\ m$**.**

On pourra maintenant calculer les valeurs de la force de trainée du vent T, on résume les valeurs obtenues dans le tableau IV.9 suivant :

Tab. IV.9 Valeurs de la force de trainée T

niveau (m)	t	β	δ	q (kN/m²)	D_c (m)	T normal (Kn/m)	T extrême (Kn/m)	T (2) normal (Kn)	T extrême (Kn)
3.74	0.85	0.9928	0.865	0.32	22.3	19.48	34.09	72.85	126.42
7.48	0.85	0.9909	0.865	0.35	22.3	42.53	74.42	159.06	276.01
10.72	0.85	0.9892	0.865	0.38	22.3	66.07	115.62	247.10	428.8
13.96	0.85	0.9875	0.865	0.40	22.3	90.41	158.21	292.92	541.54
17.20	0.85	0.9858	0.865	0.42	22.3	116.76	204.33	378.30	699.39
20.44	0.85	0.9841	0.865	0.447	22.3	147.42	257.98	477.64	883.04
23.68	0.85	0.9825	0.865	0.46	22.3	175.47	306.96	568.52	1050.95
26.92	0.85	0.9808	0.865	0.48	22.3	207.8	363.65	673.27	1245.03
30.16	0.85	0.9791	0.865	0.50	22.3	242.08	423.64	784.33	1450.05
33.40	0.85	0.9774	0.865	0.515	22.3	275.65	482.38	693.10	1451.13
36.64	0.85	0.9757	0.865	0.53	22.3	310.66	543.65	1006.53	1860.84
39.88	0.85	0.9741	0.865	0.54	22.3	343.94	601.89	1114.36	2060.19
43.12	0.85	0.9724	0.865	0.555	22.3	381.55	667.71	1236.22	2285.48
46.36	0.85	0.9707	0.865	0.566	22.3	417.62	730.83	1353.08	2501.52

Les différents types d'effort T présents dans le tableau sont :

- T_{ormal} force de trainée calculée par la formule $T = q \quad D_c$
- $T_{extreme}$: pour les cas ou on a des vents extrême obtenu en multipliant

$$T_{extreme} = 1.75 \quad T_{ormal}$$

- T_{ormal} 2 c'est les forces de trainée concentré à un niveau donné, il est obtenu en multipliant : $T_{ormal}\,2 = T_{ormal}\ 3.24$

Donc la valeur normale maximale est atteinte au sommet de la structure. Elle est égale à :

$$T_{max} = 1353.08\ Kn$$

IV.2.3 Calcul de la force de portance du vent U

On calcul ce facteur par la formule suivante :

$$= \quad q\,S$$

- S : Surface du plancher terrasse qui est égale à $S = 948.15\ m^2$
- : coefficient de portance se calcul ainsi : $= {}_i \quad {}_e$

Avec :

${}_i$: Coefficient dynamique de pression extérieur du plancher terrasse, sa valeur dépond du coefficient ${}_0$ et de la perméabilité de la paroi (plancher terrasse)

$\leq 5\ \%$ Car la paroi en question est considéré comme paroi fermée (surface des ouvertures pour l'accessibilité sont trop petites par rapport à la surface total)

D'où : ${}_i = 0.6 \quad 1.8 \quad 1.3 \quad = 0.6 \quad 1.8 \quad 1.3 \quad 1 \quad = 0.3$

${}_i$: a été pris positif parce que la paroi du plancher terrasse est en surpression etant donné que les parois verticales sont en pression.

${}_e$: Coefficient dynamique de pression interne du plancher terrasse, il est en fonction de l'inclinaison de la toiture et du coefficient ${}_0$, sa valeur est déterminée par les diagrammes de la figure R-III-6 du règlement en question.

Avec une inclinaison de la toiture $= 0$ et ${}_0 =$ on peut déterminer la valeur de ${}_e = \quad 0.5 \qquad = {}_i \quad {}_e = 0.3 \qquad 0.5 \quad = 0.8$

q : la pression dynamique du vent déterminé précédemment au niveau de la terrasse, donc

$$q = 56.66\ daN/m^2$$

Et en fin :

$$= \quad q\,S = 0.8 \quad 0.865 \quad 56.66 \quad 948.15 = 37175.74\ daN = \mathbf{3} \quad \mathbf{25}$$

Donc : $= \mathbf{3} \quad \mathbf{.5}$

IV.2.4 La composante géométrique R (vent)

R = $\sqrt{T \quad +}$

R = 1403.43 KN MARIUS DIVERS Calcul pratique des tours en béton armé « action du vent, bâtiments-tours, tour de section annulaire ».

Conclusion :

Ces deux valeurs de sollicitation de vent : = **35**.**08** , = **3** .**5** et la composante géométrique ***R = 1425.86*** seront comparé au forces engendré par le séisme prochainement et le ferraillage se fera à partir du plus défavorable.

IV .3 Séisme

IV.3.1 Introduction

Un **séisme** ou **tremblement de terre** est le résultat de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur la roche. Le résultat de la rupture des roches en surface s'appelle une faille. Le lieu de la rupture des roches en profondeurs se nomme le foyer. Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions par exemple). Il se produit de très nombreux séismes tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices. La science qui étudie ces phénomènes est la sismologie (étudiée par des sismologues) et l'instrument d'étude principal est le sismographe (qui produit des sismogrammes).

IV.3.2 Objectif de l’étude dynamique

L’objectif initial de l’étude dynamique d’une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d’un séisme.

L’étude dynamique d’une structure telle qu’elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voir impossible. C’est pour cette raison qu’on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l’analyser.

IV.3.3 Modélisation mathématique

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

IV.3.4 Les différentes méthodes du calcul sismique

Le calcul et l'évaluation des forces sismiques peut se faire suivant trois méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse par accelérogramme.

Sauf que ces trois méthodes ont des conditions d'application :

IV.3.4.1 La méthode statique équivalente

Cette méthode a plusieurs conditions à satisfaire qui sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié satisfait les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 60m en zone I et II, et à 30m en zone III.
- ✓ Hauteur du bâtiment $= 46.51\ m$ $60m$ ***condition vérifiée.***
- ✓ Régularité en plan et élévation : pour vérifier cette condition on fait référence au chapitre III-paragraphe 3.5 du RPA99.v2003 ;

A/Régularité en plan

- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses. ***Condition vérifiée.***
- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

On détermine les excentricités sont obtenue par le logiciel ROBOT

Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	Sous-sol	4 6 17A23 68A		52,12	52,12	2,61	2,61
2	RDC	1A8 462A469		52,12	52,12	2,61	2,61
3	Etage 1	2226 2227 223		52,12	52,12	2,61	2,61
4	Etage 2	2801A2803 28		41,92	41,92	2,10	2,10
5	Etage 3	3305A3307 33		41,92	41,92	2,10	2,10
6	Etage 4	3650A3991 71		41,92	41,92	2,10	2,10
7	Etage 5	3992A4333 71		41,92	41,92	2,10	2,10
8	Etage 6	4334A4675 71		41,92	41,92	2,10	2,10
9	Etage 7	4676A5017 71		41,92	41,92	2,10	2,10
10	Etage 8	5018A5359 71		41,92	41,92	2,10	2,10
11	Etage 9	5360A5701 71		41,92	41,92	2,10	2,10
12	Etage 10	5702A6043 71		41,92	41,92	2,10	2,10
13	Etage 11	6044A6385 71		41,92	41,92	2,10	2,10
14	Etage 12	6386A6727 71		41,92	41,92	2,10	2,10
15	Etage 13	6728A6981 69		41,92	41,92	2,10	2,10

Ou dans notre cas :

$$e_x = 2.61 \quad 0.15 \quad 52.12 = 7.81 \quad oursous \quad sol, \quad D\ , 1er\ niveau$$

$$e \ = 2.61 \quad 0.15 \quad 52.12 = 7.81 \quad oursous \quad sol, \quad D\ , 1er\ niveau$$

$$e_x = 2.10 \quad 0.15 \quad 41.92 = 6.28 \quad ouretage\ courant$$

$$e \ = 2.10 \quad 0.15 \quad 41.92 = 6.28 \quad ouretage\ courant$$

Condition vérifiée

- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4, figure IV.6 suivante :

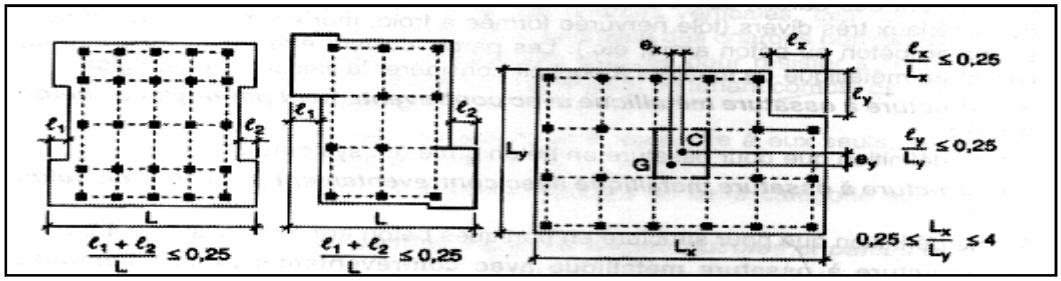


Fig. IV.6 : Limites des décrochements en plan

Pour notre structure :

$$\frac{L_x}{L} = \frac{52.12}{52.12} = 1 \quad 4\ \boldsymbol{co} \quad \boldsymbol{itio} \quad \text{é} \quad \boldsymbol{ifé}$$

$$\frac{L_x}{L} = \frac{41.92}{41.92} = 1 \quad 4\ \boldsymbol{co} \quad \boldsymbol{itio} \quad \text{é} \quad \boldsymbol{ifé}$$

$$\frac{L_1 + L}{L} = \frac{34.12}{52.12} = 0.65 \quad 0.25\ \boldsymbol{co} \quad \boldsymbol{itio} \quad \boldsymbol{o} \quad \text{é} \quad \boldsymbol{ifé}$$

$$\frac{L_1 + L}{L} = \frac{41.92}{52.12} = 0.80 \quad 0.25\ \boldsymbol{co} \quad \boldsymbol{itio} \quad \boldsymbol{o} \quad \text{é} \quad \boldsymbol{ifé}$$

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

Condition non vérifiée.

- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

  La surface de l'ouverture : $S = 339.15m^2$

  La surface totale du plancher $S = 1287.7m^2$

  $339.15 \quad 0.15 \quad 1287.7 = 193.15$ ***co itio o é ifé***

B/ Régularité en élévation

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

Condition vérifiée

- Aussi bien la raideur .que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment

Condition vérifiée

- Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension

  Pour calculer ce rapport on procédé comme suit :

  Les rigidités sont données par :

$$_j = \frac{\mathbf{2} \quad \sum}{\boldsymbol{h^3}}$$

$$_j = \frac{\mathbf{2} \quad \sum}{\boldsymbol{h^3}}$$

Avec :

: Hauteur de l'étage $= 3.74\ m$

: Module d'élasticité ($=$ $_x =$ $= 32164.2\ M$ ȁ

Pour une illustration meilleure on fait référence à la figure IV.7 suivante :

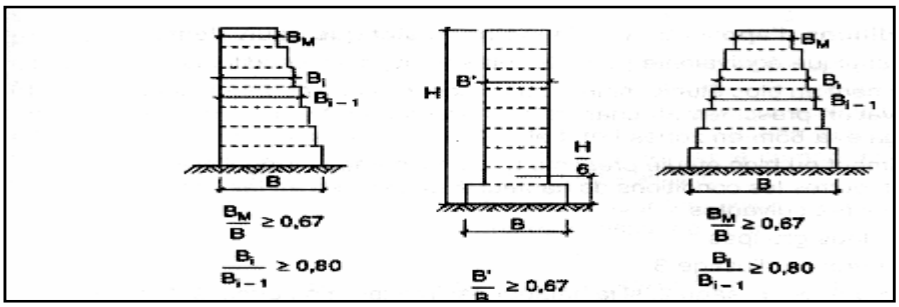


Fig. IV.7 : Limites des décrochements en élévation

Nous importe le deuxième cas citons dans la figure IV.6, ou on doit vérifier :

$$= 46.36\ m, \quad \frac{}{6} = 7.72 \quad 7.48\ \boldsymbol{co} \quad \boldsymbol{itio} \quad \boldsymbol{o} \quad \text{é} \quad \boldsymbol{if\hat{e}}$$

$$- \quad 0.67 \quad \frac{41.92}{52.12} = 0.80\ \boldsymbol{co} \quad \boldsymbol{itio} \quad \text{é} \quad \boldsymbol{if\hat{e}}$$

Une fois que toutes ces vérifications faites, d'après le ***RPA99.v2003*** :

- Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait. *Dans notre cas cette* ***condition n'est pas satisfaite.***
- Un bâtiment est classé régulier en élévation si tous les critères de régularité en élévation sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait. *Condition satisfaite*
- Comme les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas toutes satisfaites donc notre ***bâtiment n'est pas régulier.***
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en 1), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous groupes

Zone II_a : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone II_b et III : Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Notre projet est situé en zone IIb, (Médéa) où le groupe d'usage est 1B, donc la hauteur est limité à 3 niveaux ou 10m ; tandis que le notre à une hauteur de $46.36\ m$ et 14 niveaux alors c'est une ***condition non vérifiée.***

Remarque

On voit bien que certaines condition d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes satisfaites, c'est pour cela qu'on passera à la deuxième méthode dite : ***méthode d'analyse modale spectrale,*** qui elle est applicable dans toutes les conditions, et en particulier là ou la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

IV.3.4.2 La méthode modale spectrale

IV.3.4.2.1 Hypothèses de calcul

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux)

IV.3.4.2.2 Principe

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Dans notre cas, étant donné que notre projet présente des difficultés pour faire un calcul manuel, on s'est servis d'un logiciel dit : ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2011. Développée par la société américaine AUTODESK, qui a été fondé par John Walker et 12 autres personnes en 1982, qui a un personnel qui dépasse 5000 individus entre ingénieurs, architectes et informaticien dans le monde.

Cette méthode et comme cela a été dit dans son principe se base sur le spectre de réponse, pour avoir ce spectre soit on le fait par la méthode manuelle et ce en faisant référence à l'article ***4.3.3*** du ***RPA99.v2003*** ou alors l'introduire directement dans le logiciel. Avant de le faire il faut d'abord présenter ce dernier.

IV.3.4.2.3 Présentation du logiciel de calcul

Le logiciel ***Autodesk Robot Structural Analysis*** est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. ***Robot*** permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments

spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Les caractéristiques principales du logiciel Robot sont les suivantes :

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO tel qu'Autocad),
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (efforts, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.),
- Possibilité de calculer (dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre (architecture multithread) ;
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- Possibilité d'affecter le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier,
- Possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers les autres logiciels).

Le système Robot regroupe plusieurs parties (modules) spécialisées dans chacun des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calculs de la structure, dimensionnement). Les modules fonctionnent dans le même environnement.

Et l'un des atouts de ce logiciel c'est qu'il fait ces analyses par la méthode des éléments finis, ou là précision et la taille de l'élément est a déterminer par l'utilisateur, ce qui rend l'exactitude des résultats dépendent de l'utilisateur, et l'autre atout c'est qu'il est utilisable partout dans le monde ou on peut introduire les codes de calculs et les règlements pour qu'il les prennent en considération dans les calculs, pour notre cas on a choisis le ***BAEL 91*** (c'est le règlement le plus proche du CBA 93) et le ***RPA99v2003.***

IV.3.4.2.4 Modélisation de la structure

Avant de commencer la modélisation de la structure on doit d'abord définir les caractéristiques de la structure qu'on va étudier, on entend par là le choix : des unités et formats, matériaux de construction, normes de conception, analyse de la structure, les paramètres de travail et en fin le type de maillage.

Puis on pourra modéliser notre structure en suivant les étapes ci-dessous:

A/ Introduction de la géométrie de la structure

L'introduction de la géométrie de la structure est faite en important un plan du logiciel Autocad sous format DXF, et en utilisant les limites de la géométrie par les lignes de construction, pour pouvoir modéliser la structure, il faut juste noter que le plan importer d'Autocad est fait de sorte que les poutres soit toutes centré.

B/ Modélisation des éléments linéaires

Avant de modéliser les éléments linaires de la structure il faut d' abord introduire leurs sections, qui ont été pré dimensionné déjà, puis on les modélise par des barres entre deux nœuds qui ont été disposé dans le plan importé d'Autocad. Ainsi les éléments barres sont tous modélisé.

C/ Modélisation des éléments surfaciques

Comme ça été le cas pour les éléments barres ou linaires, es éléments surfaciques de la structures sont fait de la même étape, introduire d'abord les dimensions : épaisseur de l'élément soit voile, dalle ou coque, puis créer le contour de l'élément et puis lui attribuer le type d'élément (voile, dalle ou coque où on avait déjà donné une épaisseur et un type de ferraillage)

D/ Modélisation des fondations

Les fondations sont modélisées par des encastrements nodaux parfait au nivaux de chaque appuis, c'est-à-dire sous chaque poteau, et un encastrement linéaire parfait aussi au dessous de chaque voile. Même ci cette méthode n'est pas exacte car elle ne prend pas en considération l'interaction sol-structure, mais comme on a un sol ferme donc cette caractéristique n'a pas une grande influence sur les résultats c'est pour cela qu'on peut la négliger.

E/ Chargement de la structure

Le chargement de la structure est fait en créant chaque cas de charge (G : poids propre, Q : charge d'exploitation) le poids propre de tous les éléments sera pris automatiquement par robot, donc le poids propre à introduire est celui des revêtements sans le poids du béton armé, la charge d'exploitation sera prise du DTR BC 22.

Le chargement sismique est introduit en utilisant le spectre de réponse fait automatiquement par le logiciel en lui donnant quelques caractéristiques qu'on expliquera prochainement

F/ Modélisation des masses

Les masses modales sont modélisées en conversant les cas de charges cités précédemment en masses concentré en leurs centres de gravité dans chaque niveau, cela est fait par référence à la formule 4-5 du règlement RPA ou on note que : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Où :

- W_{Gi} poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} charges d'exploitation
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau IV.3 du même règlement.

Notre ouvrage est du type : bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés, donc : $\beta = 0.2$

Remarque :

Pour que le noyau central reprenne la totalité des efforts sismiques on va introduire quelques données spécifiques à notre cas dans le logiciel ROBOT :

Pour que les voiles seulement absorbent la forces sismique il faut que l'effort dans les poteaux T = x soit nul et pour cela le déplacement ne doit pas être égale à 0 ce qui implique que la rigidité verticale des poteaux est nul avec $= \frac{b}{1} \; x \; scale \quad actor$ (un nombre scalaire =0 suivant les deux directions de l'inertie I_x x 0 et I_y x 0)

Donc on va introduire cette donnée dans le logiciel comme suit avec un exemple de poteau de section 70 x 70 :

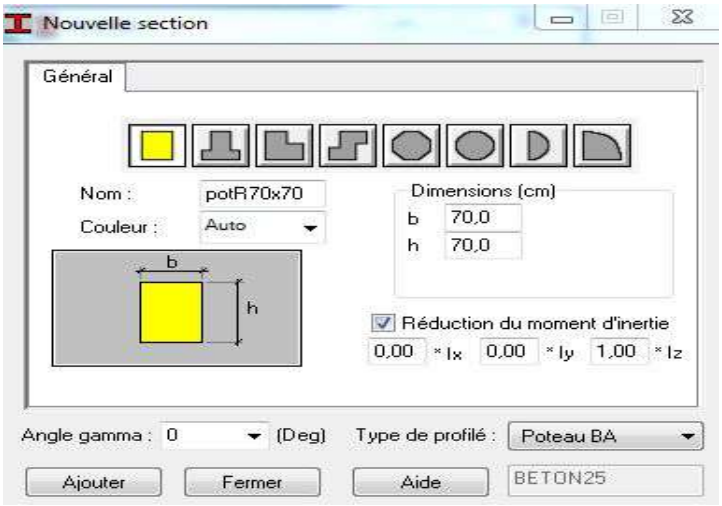


Fig. IV.8 : Réduction du moment d'inertie des poteaux

IV.3.4.2.5 Analyse modale

L'objectif primordial de cette étude c'est de trouver les périodes propres et sur tout de voir la déformée de la structure dans les 3 premiers modes essentiellement affin de trouver la position des voiles de contreventement adéquate pour rigidifié la structure, on cherche à ce que les deux premiers modes ne soient pas des torsions.

IV.3.4.2.6 Disposition des voiles de contreventement

Cette étape est la plus importante de tout l'ouvrage de trouver la bonne position des voiles de contreventement, pour ce faire, on a rencontré une grande difficulté c'est qu'on n'a pas trouvé une position ou les mettre, car au niveau des séparations de chaque plancher (coté architecturale) il y a une in-continuité c'est-à-dire si au niveau du RDC la paroi est fermé elle est ouverte dans un autre niveau et c'est valable pour toutes les parois interne de la structure néanmoins celle ou le contreventement doit se faire.

Etant donné cette difficulté on a opté pour une autre forme de contreventement et c'est celle du ***noyau central***, cette méthode n'est pas détaillé dans le RPA, c'est pour ça qu'on s'est basé complètement sur le logiciel ***ROBOT***.

Reste à préciser que cette idée n'était pas la bienvenue chez l'architecte car là ou le noyau devrait se faire, c'était supposer être un patio, alors on s'est mis d'accord à prévoir des ouvertures pour l'aération des locaux internes.

IV.3.4.2.7 Nombre de modes à considérer

Le nombre de modes à considérer et selon l'article 4.3.4 du RPA est :

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

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure. (***condition non vérifiée après 40 modes***)
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

  Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \quad 3\sqrt{N}\ et\ T \ \leq 0.20\ sec$$

Où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et T la période du mode K.

Pour la présente étude :

$$N = 14 \quad K \quad 3\sqrt{14} = 11.22\ on \quad rendK = 13$$

$$T = 0.17 \leq 0.20\,\text{sec} \quad \boldsymbol{co} \quad \boldsymbol{itio} \ \text{é} \ \boldsymbol{ifé}$$

IV.3.4.2.8 Formes modales de la structure

a/ Avant la rigidifiassions

Mode 1: (fig. IV.9)

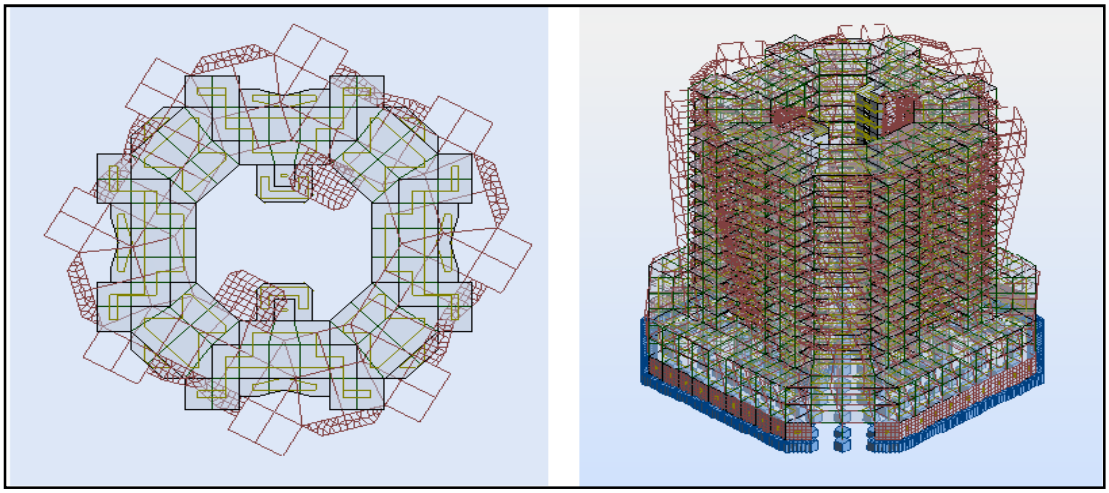


Fig. IV.9 : Rotation pure de la tour en 1 Mode

Mode 2 : (fig. IV.10)

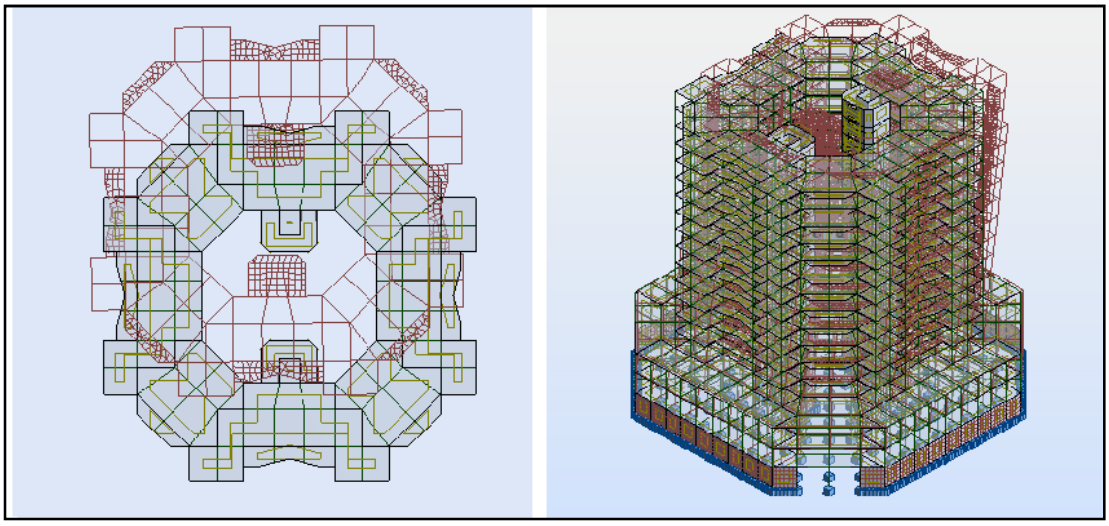


Fig. IV.10 Translation pure selon y de la tour en 2 Mode

Mode 3 : (fig. IV.11)

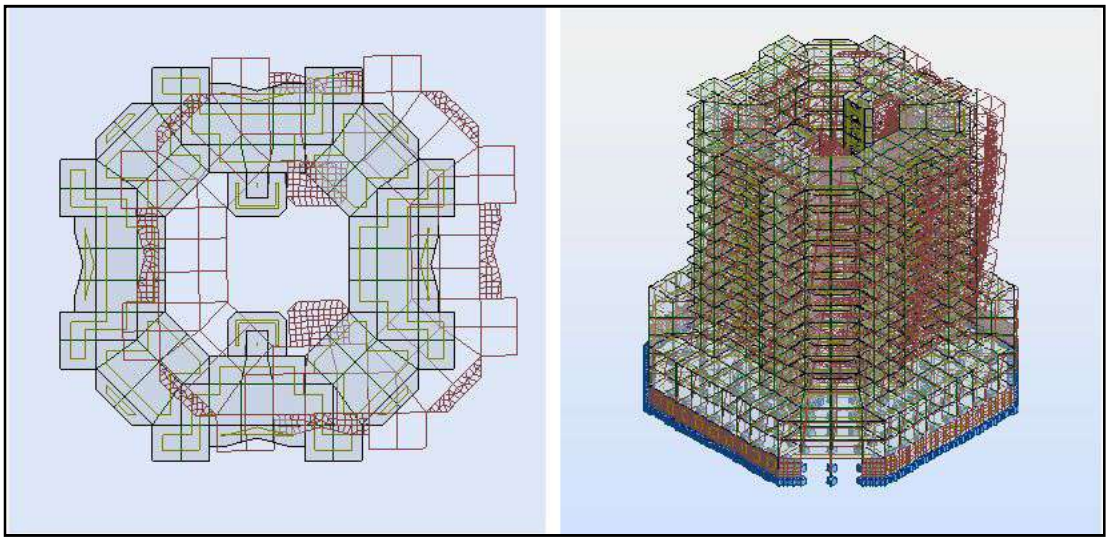


Fig. IV.11 : Translation selon x de la tour en 3 Mode

Les tableaux IV.10 et IV.11 suivants représentent les résultats dynamiques obtenus après l'analyse modale de la structure sans rigidifiassions :

Tab. IV.10 Résumé des résultats de l'analyse modale sans rigidifiassions

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Valeur propre	Pulsation [1/sec]	Accélération Spectrale [m/sec2]
1	0,62	1,62	15,13	3,89	1,1
2	0,74	1,36	21,38	4,62	1,2
3	0,80	1,26	24,98	5,00	1,3
4	1,73	0,58	117,67	10,85	2,2
5	2,30	0,43	209,37	14,47	2,4
6	2,56	0,39	259,58	16,11	2,4
7	2,86	0,35	323,43	17,98	2,4
8	3,52	0,28	490,27	22,14	2,4
9	3,89	0,26	596,56	24,42	2,4
10	4,59	0,22	829,99	28,81	2,4
11	5,06	0,20	1008,85	31,76	2,4
12	5,20	0,19	1065,72	32,65	2,4
13	5,77	0,17	1314,31	36,25	2,4

Tab. IV.11 : Résumé des masses modales et masses participantes sans rigidifiassions

Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	mX [kg]	mY [kg]
0,00	0,00	0,00	0,00	1660256,58	1595214,80
0,01	52,60	0,01	52,60	1044,56	4605894,85
54,60	0,01	54,61	52,61	4950660,23	1261,89
0,00	0,00	54,61	52,61	1640233,10	1589225,89
17,11	0,01	71,72	52,62	7337413,85	13091,46
0,01	16,30	71,73	68,92	1582,62	5045451,05
0,00	0,00	71,73	68,92	2160021,91	2111267,51
6,41	0,01	78,13	68,93	7455069,76	23795,61
0,00	0,00	78,13	68,93	2420729,02	2375472,05
3,32	0,01	81,46	68,94	6096144,38	29261,64
0,00	0,00	81,46	68,94	1944102,36	1904308,97
0,00	9,77	81,46	78,71	17020,36	6942222,94
1,43	0,01	82,89	78,72	6071098,11	21205,42

- **Première proposition des voiles**

Après avoir déterminé les différents modes nous recommandons d'utilisées un noyau centrale comme un système de contreventement.

- La position du noyau dans les différents niveaux illustrée dans les figures. IV.12 et IV.13 et IV.14 et IV.15:

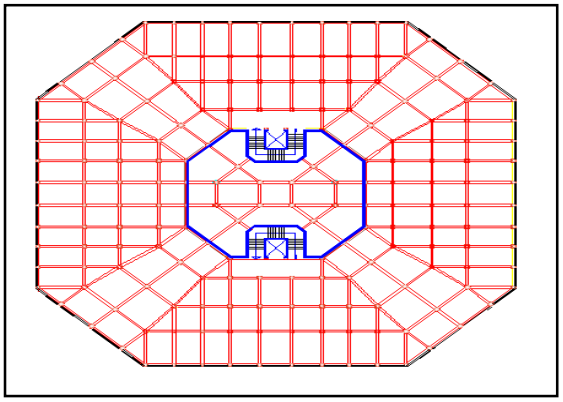


Fig. IV.12 : Vue du noyau (SS ; RDC ; 1^{ier})

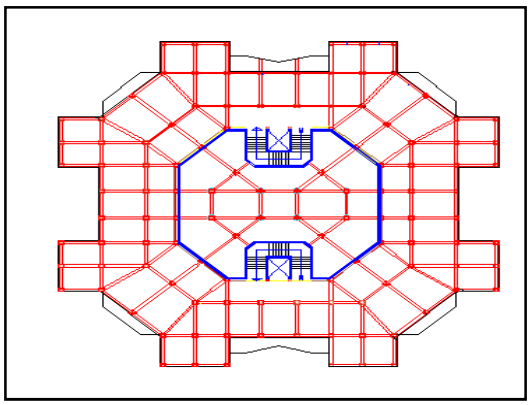


Fig. IV.13 : Vue du noyau (étage courants)

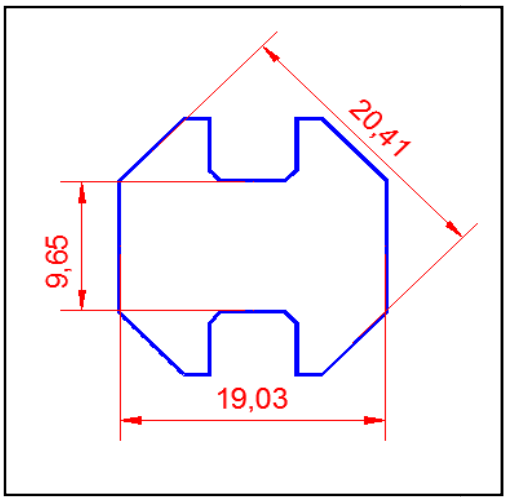


Fig. IV.14 : Dimensions du noyau central

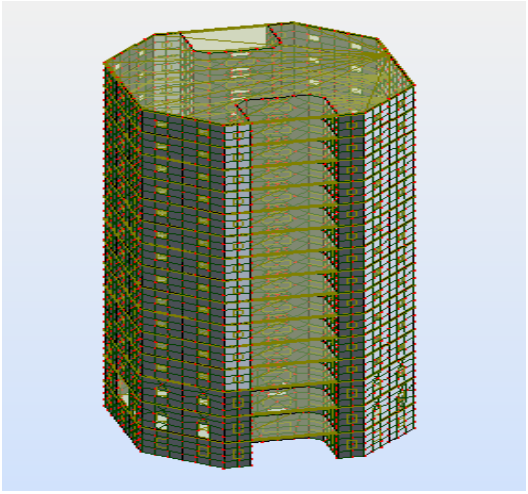


Fig. IV.15 : Vue en 3D du noyau central

b/ Après la rigidifiassions par noyau centrale

Mode 1 : (fig. IV.16)

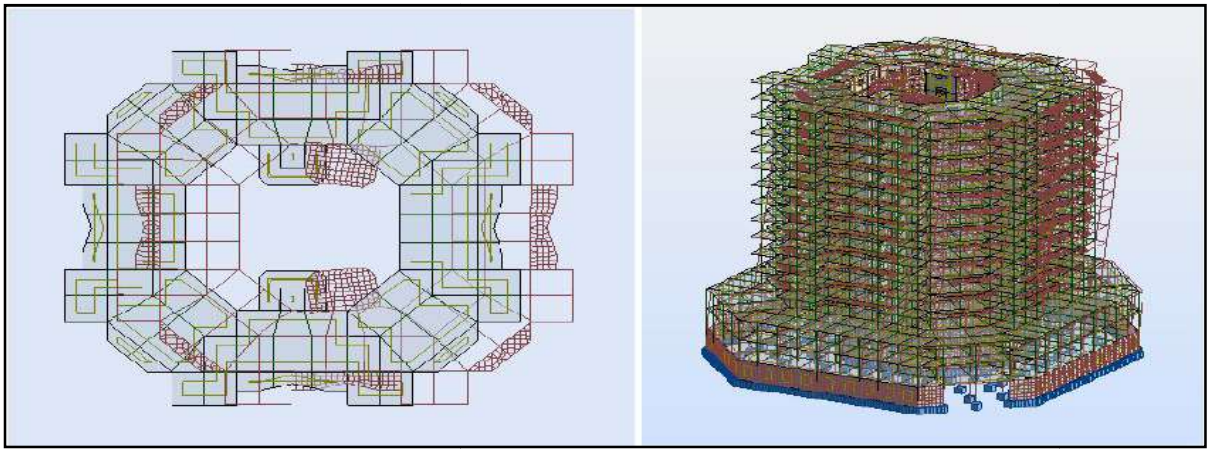


Fig. IV.16 : Translation pure selon x de la tour en 1 Mode

Mode 2 : (fig. IV.17)

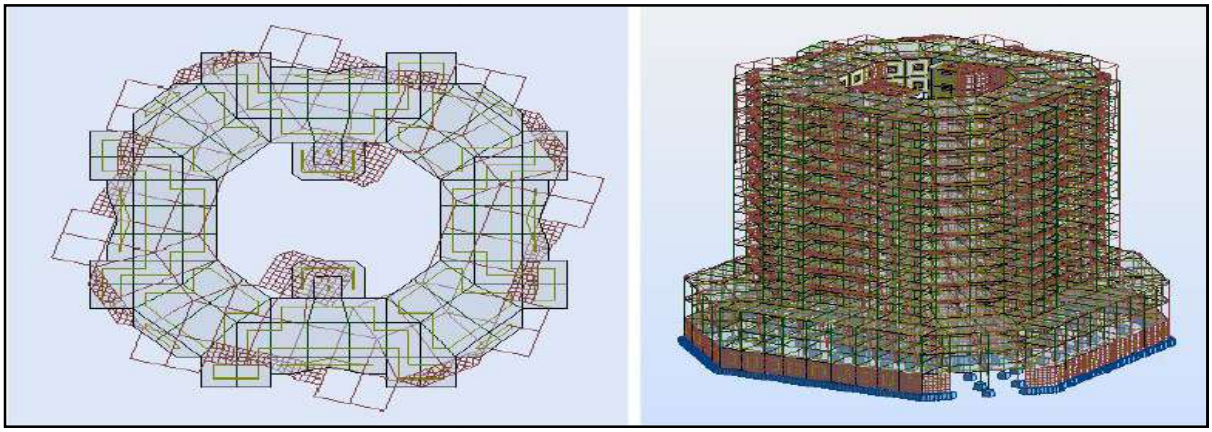


Fig. IV.17 : Rotation pure de la tour en 2 Mode

Mode 3 : (fig. IV.18)

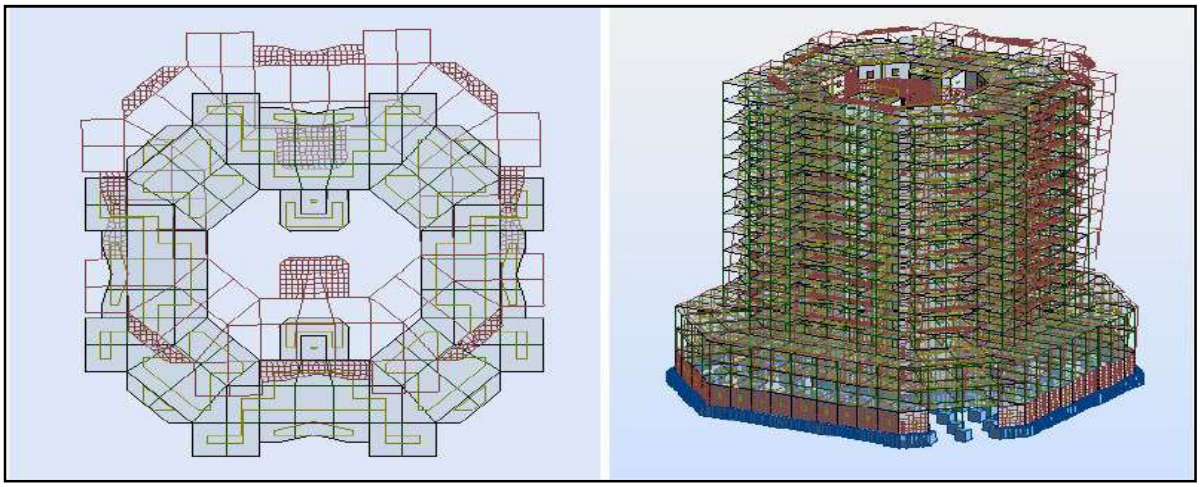


Fig. IV.18 : Translation pure selon y de la tour en 3 Mode

Tab. IV.12 Résumé des résultats de l'analyse modale avec rigidifiassions par noyau central

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Valeur propre	Pulsation [1/sec]	Accélération Spectrale [m/sec2]
1	1,50	0,66	89,36	9,45	2,0
2	1,71	0,58	115,70	10,76	2,2
3	1,79	0,56	127,02	11,27	2,2
4	4,04	0,25	645,17	25,40	2,4
5	4,65	0,21	854,20	29,23	2,4
6	5,67	0,18	1267,7	35,61	2,4
7	6,75	0,15	1799,7	42,42	2,4
8	7,45	0,13	2192,5	46,82	2,5
9	9,71	0,10	3719,6	60,99	2,6
10	10,37	0,10	4244,6	65,15	2,6
11	10,79	0,09	4593,5	67,78	2,7
12	12,29	0,08	5961,4	77,21	2,7
13	12,34	0,08	6011,6	77,53	2,7

Tab. IV.13 Résumé des masses modales et masses participantes avec rigidifiassions par noyau central

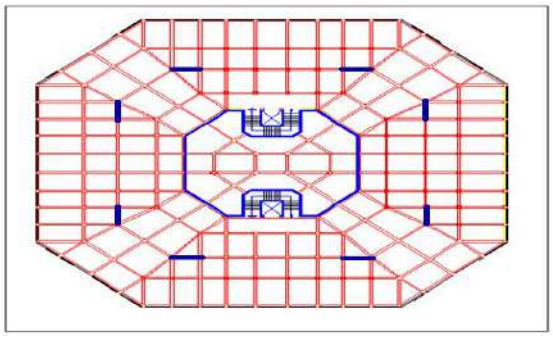
Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	mX [kg]	mY [kg]
61,33	0,01	61,33	0,01	6706251,39	1867,33
0,01	0,00	61,34	0,01	2448275,32	2400119,27
0,00	59,53	61,34	59,53	535,38	6320639,37
15,77	0,00	77,11	59,53	7315651,11	22251,13
0,01	0,00	77,12	59,53	2487488,31	2474555,43
0,00	18,16	77,12	77,69	981,88	7004681,70
5,86	0,00	82,98	77,69	7010844,41	44997,05
0,02	0,00	83,00	77,69	2495045,34	2473001,30
2,41	0,00	85,41	77,69	7018583,29	42251,28
0,00	7,88	85,41	85,57	5378,32	6854047,22
0,01	0,00	85,42	85,57	2305738,54	2270679,26
0,00	0,00	85,42	85,57	101617,49	674,12
0,15	0,00	85,57	85,57	104552,10	312,64

Le noyau central seulement ne résiste pas à la torsion par contre il travail bien à la translation donc on devra éliminer ce risque de rotation existant en deuxième mode par la l'emplacement des voiles dans les cotés extrêmes de l'ouvrage.

- **Deuxième proposition du voile**

c/ Après la rigidifiassions avec voile extrêmes plus le noyau centrale

- La position du noyau et voile dans les différents niveaux illustrée dans les figures. IV.19 et IV.20 et IV.21 :



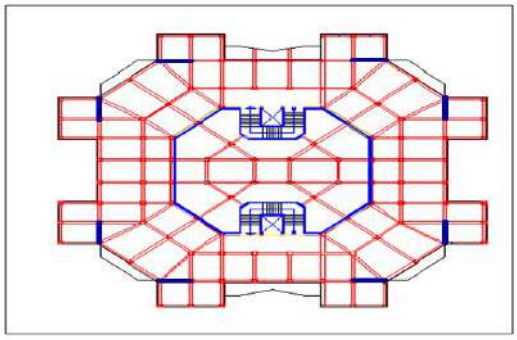


Fig. IV.19 : Position du noyau (SS, RDC, 1^{ier}) **Fig. IV.20 : Position du noyau (étages courants)**

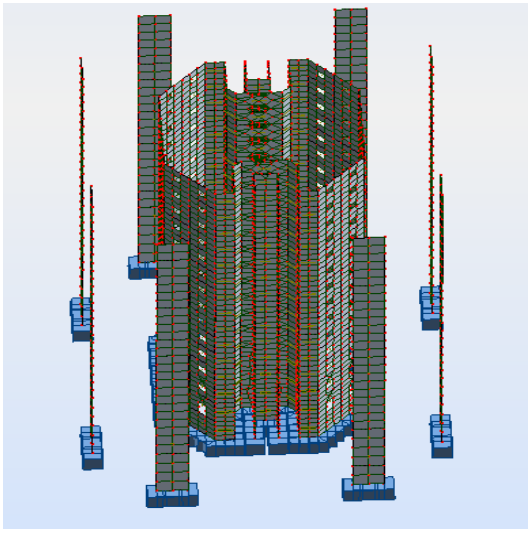


Fig. IV.21 : Vue en 3D du noyau et voile

- Les modes propres

Mode 1 : (fig. IV.22)

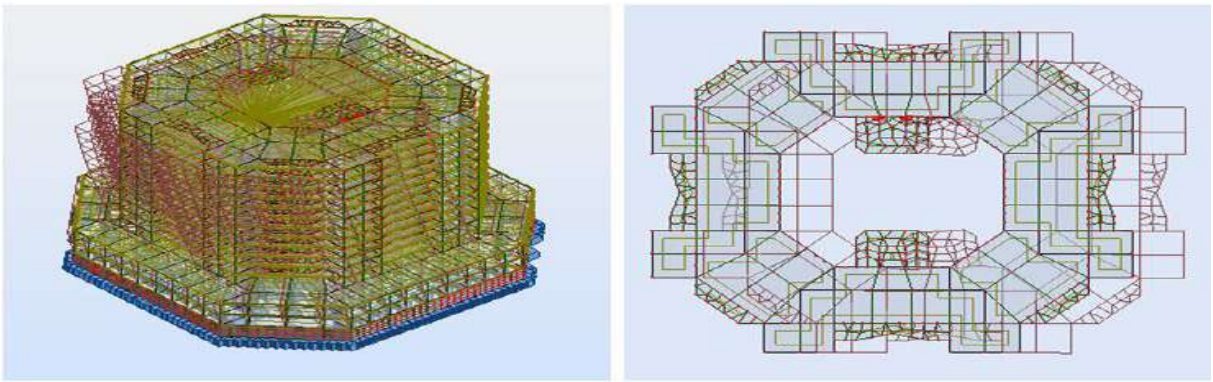


Fig. IV.22 : Translation pure selon x de la tour en 1 Mode

Mode 2 :(fig. IV.23)

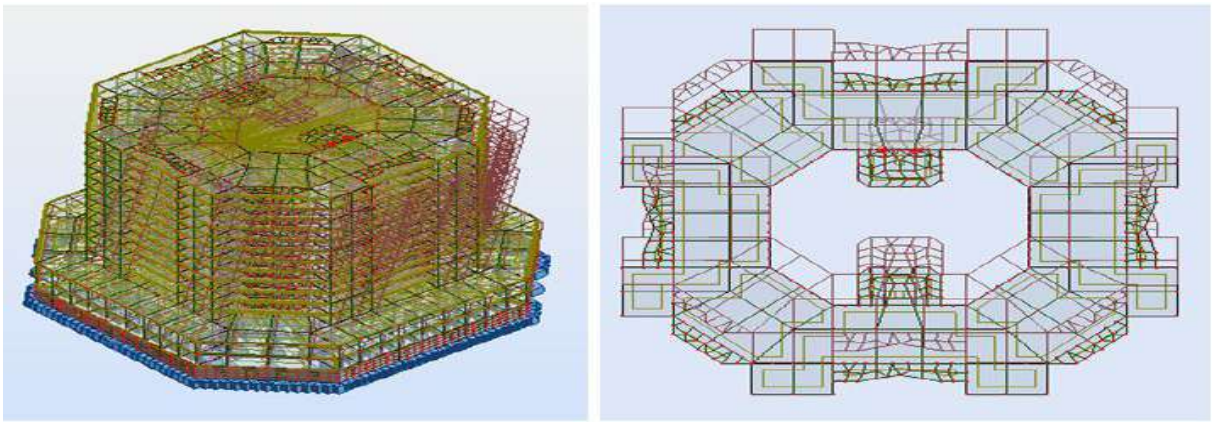


Fig. IV.23 : Translation pure selon y de la tour en 2 Mode

Mode 3 : (fig. IV.24)

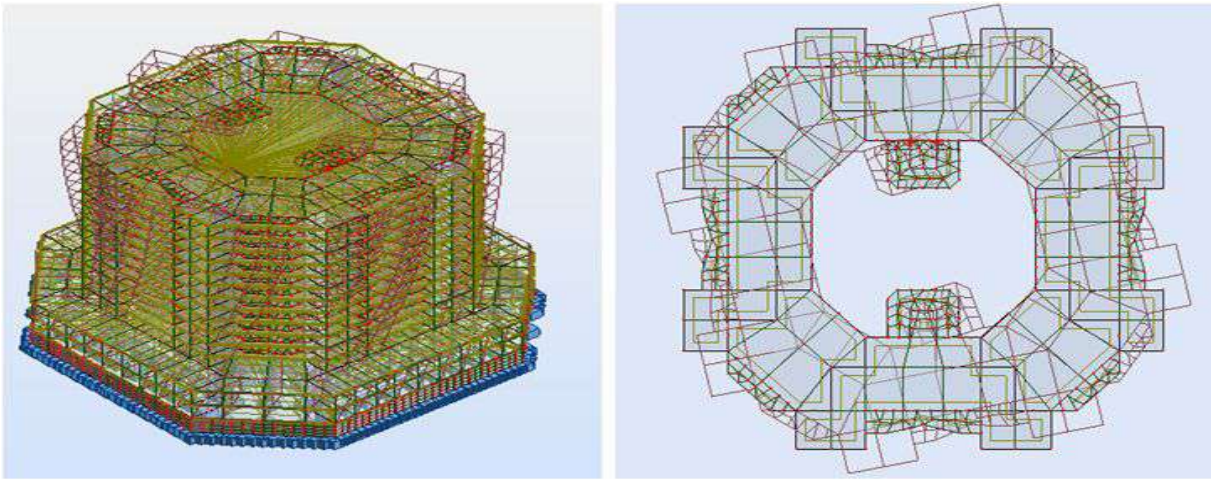


Fig. IV.24 : Rotation pure selon de la tour en 3 Mode

IV.3.4.2.9 Analyse sismique

Après avoir déterminer les modes propres vue précédemment on passe à la prochaine étape qui est l'analyse sismique, qui d'après le RPA99.v2003 pour cette méthode de calcul (analyse modale spectrale) doit se déterminer par un spectre de réponse qui sera fait automatiquement par le logiciel ***ROBOT*** une fois les valeurs nécessaires pour avoir un spectre sont introduites.

A/ Le spectre de réponse

A.1 / Définition

Les spectres de réponse tirent leur origine et leur intérêt de l'assimilation, en première approximation, du comportement sismique d'un bâtiment à la réponse d'un oscillateur simple à un degré de liberté. La représentation en spectre de réponse vise à donner accès directement aux mouvements subis par le centre de gravité de la structure. La représentation graphique d'un spectre de réponse est construite point par point en faisant varier la fréquence d'un oscillateur à un degré de liberté et en reportant cette fréquence en abscisse et le maximum temporel de la réponse à une sollicitation sismique en ordonnée.

On obtient ainsi un spectre de réponse pour un amortissement fixé. Les spectres de réponse élastiques sont très utilisés en ingénierie parasismique car, en première approximation, les structures simples peuvent être assimilées à un oscillateur à un degré de liberté dont la fréquence propre et l'amortissement sont à peu près connus. Les mouvements au centre de gravité peuvent alors être raisonnablement estimés dès lors que l'on suppose que la structure se comporte de manière élastique linéaire.

A.2/ Détermination du spectre de réponse

Affin de déterminer notre spectre de réponse on fait référence a l'article 4.3.3 du RPA où l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25\,A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(\frac{2.5}{Q}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\,(1.25\,A)\left(\frac{Q}{}\right) & T_1 \le T \le T \\ 2.5\,(1.25\,A)\left(\frac{Q}{}\right)\left(\frac{T}{T}\right)^{-} & T \le T \le 3.0s \\ 2.5\,(1.25\,A)\left(\frac{T}{3}\right)^{-}\left(\frac{3}{T}\right)^{-}\left(\frac{Q}{}\right) & T \quad 3.0\ s \end{cases}$$

Sauf que pour cette étape on n'utilisera pas ces formules pour avoir le spectre de réponse mais plus tôt un programme développé, mais avant cela on doit d'abord noter les donné qu'on va lui intégré :

- **La zone sismique :**

Selon le tableau de l'annexe 1 fournie avec le RPA 99.v2003, Médéa est classé dans la zone

- **Le groupe d'usage :**

Selon le même règlement, cet ouvrage est classé dans la catégorie

- **La catégorie du site :**

La catégorie du site est classée selon la capacité portante du sol, pour notre projet il est considéré comme ***sol meuble,*** ce qui fait qu'il appartient à la catégorie **3**

Remarque :

La contrainte donnée par le rapport du sol est déterminée par l'essai pénétromètre dynamique et ce dernier n'est pas donné dans le règlement parasismique algérien 99 (article 3.3.1 catégories et critères de classification) donc on a choisit le site $\mathbf{S_3}$ d'une façon à obtenir des résultats plus défavorable.

- **Le coefficient de comportement R :**

Le coefficient de comportement est en fonction du système de contreventement (décrit dans le tableau 4.3 du règlement) le cas de notre structure, elle est contreventé par un noyau central, ce qui fait que $= \mathbf{3.5}$

- **Le facteur de qualité Q :**

Cette valeur dépend de :

- ✓ la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- ✓ la régularité en plan et en élévation
- ✓ la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1 P$

P Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 du même règlement.

On résume les résultats trouvés dans le tableau (tab. IV.14) suivant :

Tab .IV.14 Critère de qualité « q »

	Pq	
critère q	***observé***	***N/observé***
Conditions minimales sur les files de contreventement	N/observé	0.05
Redondance en plan	N/observé	0.05
Régularité en plan	N/observé	0.05
Régularité en élévation	N/observé	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	N/observé	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	observé	0
Somme		0.25

Et donc : $Q = 1 + 0.25 =$ $\mathbf{.25}$

- le pourcentage d'amortissement critique ξ % :

L'amortissement de la structure est tiré du tableau 4.2 du règlement en vigueur. Notre cas est constitué de portiques avec un remplissage dense donc

$=$ %

- Facteur de correction d'amortissement η

Ce facteur est calculé a partir du pourcentage d'amortissement critique , et comme notre amortissement est different de 5% alors la valeur de sera ainsi :

$= \sqrt{\frac{7}{2+}}$ 0.7 $\sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.882$ 0.7 ***co itio*** é ***ifé***

Toutes ces données nous donnent le spectre de réponse montré dans la figure IV.25 suivante :

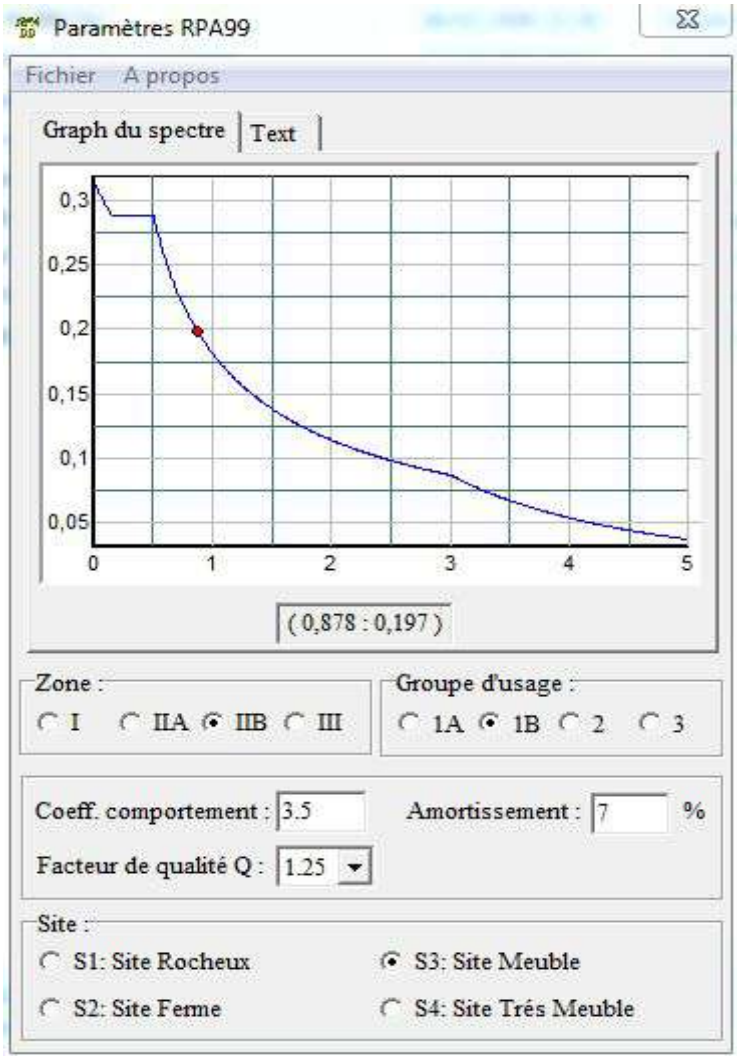


Fig. IV.25 : Spectre de réponse

A.3/ Présentations des résultats de l'analyse sismique (spectrale)

A.3.1 Les résultats dynamiques

Il faut noter que cette analyse prend beaucoup de temps pour d'abord avoir les différents modes, et les différentes combinaisons de calculs, même si le logiciel utilisé est puissant il faut savoir que les résultats qu'on veut obtenir dépendent aussi du matériel informatique, l'analyse de cette structure s'est faite avec un PC doté d'un processeur ***Intel-I3***de ***2.00GHz***¸et une mémoire de ***3Go.*** Pour mieux expliquer ces caractéristiques : un processeur dit ***I5*** c'est un processeur doté de 2cœurs et 1 processeurs, en tout c'est la vitesse de ***2.00 GHz*** multiplié par ***2*** donc c'est comme si on avait un processeur de ***4 GHz*** ce qui est énorme, et avec toute cette configuration le temps pris par le logiciel dépasse à chaque analyse les ***18 heures*** donc ce qui rend cette tache très lente et ennuyeuse.

Ce temps est pris avec une configuration où le maillage par élément finis est ***normal,*** car avec un maillage ***fin*** ça prend plus de ***12H***, ceci est due au nombre important d'élément où :

- Le nombre de nœuds $= 32424\ noeuds$
- Le nombre de barres $= 5152 \quad arres$
- Nombre de voiles $= 558\ voiles$

Ceux là sont les éléments structuraux uniquement sans compter les panneaux (dalles, balcons, escaliers…etc.).Le tableau IV.15 et IV.16 suivants représentent les résultats dynamiques obtenus après l'analyse modale de la structure :

Tab. IV.15 Résumé des résultats de l'analyse modale avec rigidifiassions

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Valeur propre	Pulsation [1/sec]	Accélération Spectrale [m/sec2]
1	1,55	0,65	94,84	9,74	2,0
2	1,82	0,55	131,15	11,45	2,3
3	1,86	0,54	135,97	11,66	2,3
4	4,27	0,23	720,92	26,85	2,4
5	5,28	0,19	1100,31	33,17	2,4
6	6,07	0,16	1452,97	38,12	2,4
7	7,65	0,13	2307,84	48,04	2,5
8	9,08	0,11	3256,17	57,06	2,6
9	11,40	0,09	5134,37	71,65	2,7
10	11,61	0,09	5321,69	72,95	2,7
11	13,04	0,08	6717,08	81,96	2,7
12	13,21	0,08	6888,23	83,00	2,7
13	13,70	0,07	7406,57	86,06	2.7

Tab .IV.16 Résumé des masses modales et masses participantes structure avec rigidifiassions

Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	mX [kg]	mY [kg]
60,95	0,01	60,95	0,01	1660256,58	1595214,80
0,02	59,89	60,97	59,90	1044,56	4605894,85
0,00	0,00	60,97	59,90	4950660,23	1261,89
15,25	0,00	76,22	59,90	1640233,10	1589225,89
0,00	0,00	76,22	59,90	7337413,85	13091,46
0,00	18,43	76,22	78,33	1582,62	5045451,05
7,09	0,00	83,31	78,33	2160021,91	2111267,51
0,00	0,00	83,32	78,33	7455069,76	23795,61
0,02	7,79	83,33	86,12	2420729,02	2375472,05
3,25	0,04	86,59	86,16	6096144,38	29261,64
0,01	0,00	86,60	86,16	1944102,36	1904308,97
0,41	0,00	87,00	86,16	17020,36	6942222,94
0,00	0,00	87,01	86,16	6071098,11	21205,42

Comme on l'avait déjà motionné la masse modale cumulées n'atteint pas les 90% de leurs taux de participation, on avait déjà essayé avec 40 modes mais elle n'atteint toujours pas les 90%, c'est pour cela qu'on s'est contenté de 13 modes et ce d'après le calcul cité précédemment et on voit bien que le $13^{ème}$ mode a une période inférieure à$0.20s$.

A.3.2 Les résultats statiques de niveau

On les donne dans les tableaux IV.17 et IV.18 suivants :

Tab .IV.17 : Résultats statiques de chaque niveau

			Moment d'inertie massique		
Niveau	Nom	Masse [kg]	Ix [kgm2]	Iy [kgm2]	Iz [kgm2]
0	Sous-sol	3907578,01	784879925,00	778371380,48	1558411546,43
3.74	RDC	3788606,00	719503856,19	719227541,96	1434774513,40
7.48	Etage 1	3767255,17	728168597,93	724790366,84	1449035425,12
10.72	Etage 2	2289287,83	309116358,38	300767368,70	607883888,70
13.96	Etage 3	2275522,98	306957876,26	298598924,90	603551489,77
17.2	Etage 4	2275522,98	306957837,48	298611349,55	603539025,33
20.44	Etage 5	2176826,58	290914405,83	282557982,37	571580765,78
23.68	Etage 6	2176826,58	290914367,21	282557943,80	571580765,91
26.92	Etage 7	2176826,58	290914328,57	282557905,16	571580765,95
30.16	Etage 8	2094809,86	276643287,32	268286328,20	543134776,04
33.4	Etage 9	2094809,86	276643248,65	268286289,52	543134776,00
36.64	Etage 10	2094809,86	276643209,95	268286250,90	543134776,01
39.88	Etage 11	2019925,03	263611856,29	255254735,80	517162366,23
43.12	Etage 12	2014125,17	263105312,93	255221921,80	516627522,55
46.36	Etage 13	1995354,73	262469822,71	255132801,73	515894169,54

Tab .IV.18 : Résultats statiques de niveau

				excentricité structurelle		**excentricité accidentelle (additionnelle)**	
Niveau (m)	Nom	Centre de gravité G (x,y,z) [m]	Centre de rigidité R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
0	Sous-sol	26,06 26,06 -1,33	26,06 26,06 -1,33	0,00	0,00	2,61	2,61
3.74	RDC	26,06 26,05 2,49	26,06 26,06 2,49	0,00	0,01	2,61	2,61
7.48	Etage 1	26,04 25,98 6,22	26,06 26,06 6,22	0,01	0,08	2,61	2,61
10.72	Etage 2	26,06 26,06 9,61	26,06 26,06 9,61	0,00	0,00	2,10	2,10
13.96	Etage 3	26,06 26,06 12,86	26,06 26,06 12,86	0,00	0,00	2,10	2,10
17.2	Etage 4	26,06 26,06 16,10	26,06 26,06 16,10	0,00	0,00	2,10	2,10
20.44	Etage 5	26,06 26,06 19,37	26,06 26,06 19,37	0,00	0,00	2,10	2,10
23.68	Etage 6	26,06 26,06 22,61	26,06 26,06 22,61	0,00	0,00	2,10	2,10
26.92	Etage 7	26,06 26,06 25,85	26,06 26,06 25,85	0,00	0,00	2,10	2,10
30.16	Etage 8	26,06 26,06 29,12	26,06 26,06 29,12	0,00	0,00	2,10	2,10
33.4	Etage 9	26,06 26,06 32,36	26,06 26,06 32,36	0,00	0,00	2,10	2,10
36.64	Etage 10	26,06 26,06 35,60	26,06 26,06 35,60	0,00	0,00	2,10	2,10
39.88	Etage 11	26,06 26,06 38,87	26,06 26,06 38,87	0,00	0,00	2,10	2,10
43.12	Etage 12	26,06 26,06 42,10	26,06 26,06 42,10	0,00	0,00	2,61	2,61
46.36	Etage 13	26,06 26,06 45,39	26,06 26,06 45,39	0,00	0,00	2,61	2,61

A.3.3 Déplacement du centre de gravité des niveaux

Là on calcul les déplacements relatifs Δ et les déplacements absolus du centre de gravité que tous les deux se calcul d'après l'article ***4.43*** du règlement en vigueur par la formule suivante : = $_e$

Où :

$_e$: Déplacement due aux forces sismiques Fi (y compris l'effet de torsion).

: Coefficient de comportement (égale ***3.5***).

Cependant : $\Delta =$ $_1$

Où :

: Le déplacement des niveaux, tel que les indices ***k*** et ***k-1***sont les indices des étages positionné respectivement.

Tab .IV.19 : Déplacements de niveaux

	déplacement due aux forces sismique		**déplacement absolus**		**déplacement relatifs**	
étage	UX [cm]	UY [cm]	UX [cm]	UY [cm]	Δ [cm]	Δ [cm]
Sous-sol	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
RDC	0.2	0.2	0.7	0.7	0.7	0.7
1	0.5	0.3	1.75	1.05	1.05	0.35
2	0.7	0.5	2.45	1.75	0.7	0.7
3	0.9	0.7	3.15	2.45	0.7	0.7
4	1.2	0.9	4.2	3.15	1.05	0.7
5	1.4	1.1	4.9	3.85	0.7	0.7
6	1.7	1.3	5.95	4.55	1.05	0.7
7	1.9	1.5	6.65	5.25	0.7	0.7
8	2.2	1.7	7.7	5.59	1.05	0.34
9	2.4	1.9	8.4	6.65	0.7	1.06
10	2.6	2.1	9.1	7.35	0.7	0.7
11	**2.8**	2.3	9.8	8.05	0.7	0.7
12	3	2.4	10.5	8.4	0.7	0.7
13	3.2	2.6	11.2	9.1	0.7	0.7

A.3.4 Vérification du déplacement relatif

Selon l'article 5.10 (R.P.A99 version2003) on a :

1% $_e$ ⟶ (c.v)

A.3.5 Les efforts sismiques dans les étages

La sollicitation la plus importante induite par un séisme est l'effort tranchant, ce dernier cause des dégâts inappréciables sur la structure, c'est pour cela que l'étude

parasismique est basée sur le fait de résister à ces sollicitations, dans un premier lieu on résume ces sollicitations dans le tableau suivant, puis on ferra face dans le prochain chapitre.

Tab IV.20 : Distribution des sollicitations sismiques sur les poteaux et les voiles

	efforts tranchant sismiques (niveau)		**efforts tranchants sur poteaux**		**efforts tranchants sur voiles**	
Etage	FX [kN]	FY [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les voiles [kN]
Sous-sol	33507,65	36938,08	0,29	854,50	33429,93	35640,77
RDC	32435.90	36491.31	0,42	3340,62	32435.60	33861,93
1	31494,28	33715,50	77,72	3073,32	31493,86	30372.82
2	28698,77	30002,67	215,36	2969,83	28483,41	27033,94
3	27304,82	27940,93	289,20	2933,43	27015,62	25006,99
4	26213,83	27815,02	5,11	3519,23	26208,71	24296,18
5	24750,38	26239,12	296,17	2831,25	24454,21	23408,14
6	22910,26	23603,43	114,95	2905,26	22795,31	20698,42
7	21009,06	21709,98	161,66	2963,79	20847,40	18746,40
8	18874,20	19258,83	127,00	2548,19	18747,20	16710,68
9	16627,60	17613,63	130,90	2572,66	16496,69	15041,38
10	13894,14	14743,76	128,32	2457,07	13765,81	12286,98
11	10975,62	11625,41	100,18	1963,03	10875,44	9662,68
12	7657,97	8185,02	93,40	1842,36	7564,56	6343,41
13	3856,80	4088,11	116,77	2127,69	3740,03	1957,19

On peut schématiser ces valeurs dans la figure (fig. IV.26) suivante :



Fig. IV.26 : Efforts tranchants dans les différents niveaux

A.3.6 Moments de renversement dans les étages

Selon l'article ***4.41*** du règlement en vigueur, il faut que Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique soit calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Pour calculer ce moment on doit déterminer par le logiciel ROBOT les efforts sismiques suivant les deux sens x et y et pour chaque étage, puis on multiplié cet effort par un bras de Levet qui est la distance latérale entre le centre de gravité de l'étage jusqu'au niveau du sol.

Tel que : On résume les résultats obtenus par le calcul du moment de renversement dans le tableau IV.21 suivant :

Tab .IV.21 : Sollicitation sismiques plus le moment du renversement dans chaque étage

	effort tranchant [KN]		**moment de renversement [KN.m]**	
Hauteur d'étage (m)	sens (x)	sens (y)	sens (x)	sens (y)
3,74	31494,28	33715,50	117788,607	126095,97
7,48	33507,65	36938,08	250637,222	276296,838
10,72	28698,77	30002,67	307650,814	321628,622
13,96	27304,82	27940,93	381175,287	390055,383
17,2	26213,83	27815,02	450877,876	478418,344
20,44	24750,38	26239,12	505897,767	536327,613
23,68	22910,26	23603,43	542514,957	558929,222
26,92	21009,06	21709,98	565563,895	584432,662
30,16	18874,20	19258,83	569245,872	580846,313
33,4	16627,60	17613,63	555361,84	588295,242
36,64	13894,14	14743,76	509081,29	540211,366
39,88	10975,62	11625,41	437707,726	463621,351
43,12	7657,97	8185,02	330211,666	352938,062
46.36	3856,80	4088,11	178801,248	189524,78
		total	5563977,78	5702516,07

Une fois les sollicitations causé par le séisme déterminé en matière d'effort tranchant et du moment de renversement, on doit vérifier ces valeurs et ce par rapport a plusieurs critères dont :

A.3.6.1 Vérifications diverses

A.3.6.1.1 Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Suivant l'article ***4.3.6*** du règlement en vigueur, la résultante des forces sismiques à la base V_{ami} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente $V_{stati\ e}$ pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

On voit bien que pour faire la vérification des sollicitations on doit utiliser la méthode statique équivalente malgré que cette dernière ne soit pas applicable dans notre cas, le but de cette vérification est de déterminer une borne minimale de la force sismique.

A.3.6.1.2 Résultante des forces sismique par la méthode statique équivalente

Suivant l'article ***4.2.3*** du règlement en vigueur, la force sismique totale$V$, appliquée à la base de la structure, doit être calculé successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule : $V = \text{——} W$

Avec :

a) A : Coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment, donc pour notre ouvrage la zone sismique est et le groupe d'usage est alors ; $\boldsymbol{A = 0.25}$

b) D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 & 0 \leq T \leq T \\ 2.5 \left(\frac{T}{T}\right)^{-} & T \leq T \leq 3.0\ s \\ 2.5 \left(\frac{T}{3.0}\right)^{-} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{-} & T \quad 3.0\ s \end{cases}$$

- T : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau ***4.7*** du même règlement. Celui-ci dépend principalement du site, le notre est dans la 2ème catégorie, donc $T = 0.40\ s$
- : facteur calculé précédemment $= 0.882$
- T : période fondamentale de la structure.
- Calcul de la période de la structure :

Selon l'article ***4.2.4*** du règlement en vigueur, la valeur de la période fondamentale T de la structure se calcul par la formule empirique suivante :

$$T = \min \left(\frac{}{4}, \frac{0.09}{\sqrt{D}} \right)$$

Avec :

- : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

dans notre cas : $= 46.36\ m$

- : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau ***4.6.***du même règlement. Dans notre cas $= 0.05$
- D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans notre cas $D = D = 52.12m$.

  Donc la période fondamentale *:* $T = 0.05 \quad 46.36 \quad ^{/4} = 0.888\ s$

  $$T = \ 0.09 \quad 46.36 \ /\sqrt{52.12} = 0.57\ s$$

  Ainsi on pourra calculer le facteur d'amplification dynamique moyen ;

  $$T \ \leq T \leq 3.0\ s \quad 0.50 \leq 0.57 \leq 3s$$

  Donc $D = 2.5 \quad - \ ^{-} = 2.5 \quad 0.882 \quad \frac{\cdot}{\cdot} \ ^{-} = \mathbf{2.02}$

c) et Q sont déterminé précédemment où $= \mathbf{3.5}$ et $= \ .\mathbf{25}$

d) W : le poids total de la structure : $= \mathbf{22} \quad .\mathbf{8} \quad \mathbf{2}$

Ainsi, ayant toutes les valeurs on pourra calculer la force sismique statique totale :

$$V = \frac{A\ D\ Q}{} \ W = \frac{0.25 \quad 2.02 \quad 1.25}{3.5} \quad 2217.892 = \mathbf{400.0} \quad \mathbf{3}$$

Par conséquent on pourra comparer les deux résultats pour la vérification :

$sens \ \ x : V \quad = 484.89\ KN \quad 0.8 \quad 400.01 = 320.01\ KN$
$sens \quad V \quad = 421.42\ KN \quad 0.8 \quad 400.01 = 320.01 KN$ ***co itio*** é ***ifé***

A.3.6.1.3 Vérification des déformations

Suivant l'article ***5.10*** du même règlement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré. Et ce comme suit : $\Delta_{max} \leq 1\% \quad _{e}$

$$\Delta_{max} = 31\ mm \quad 1\% \quad 3.24 = 32.4\ mm \quad \textbf{\textit{co itio}} \ \text{é} \ \textbf{\textit{ifé}}$$

A.3.6.1.4 Vérification vis-à-vis l'effet du second ordre ( )

Les effets du 2° ordre (ou effet ***P***) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$= \frac{P \ \Delta}{V} \leq 0.10$$

P : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »,

$$P = \quad W_i + W_i$$
i

V : Effort tranchant d'étage au niveau "k" où : $V = \sum_i$ $_i$

Δ : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

: Hauteur de l'étage « k »

Tab .IV.22 : Vérifications vis-à-vis l'effet *P*

pk [KN]	[cm}		[KN]		hauteur étage [cm]		
	Δ [cm]	Δ [cm]	V_x	V		x	
23944.25676	0.7	0.7	3856.80	4088.11	324	0.013	0.012
24169.50204	0.7	0.7	7657.97	8185.02	324	6.81 E^{-3}	6.37 E^{-3}
24239.10036	0.7	0.7	10975.62	11625.41	324	4.77 E^{-3}	4.5 E^{-3}
25137.7183	0.7	0.7	13894.14	14743.76	324	3.90 E^{-3}	3.68 E^{-3}
25137.7183	0.7	1.06	16627.60	17613.63	324	3.26 E^{-3}	4.66 E^{-3}
25137.7183	1.05	0.7	18874.20	19258.83	324	4.31 E^{-3}	2.81 E^{-3}
26121.9189	0.7	0.7	21009.06	21709.98	324	2.68 E^{-3}	2.59 E^{-3}
26121.9189	1.05	0.7	22910.26	23603.43	324	3.69 E^{-3}	2.39 E^{-3}
26121.9189	0.7	0.7	24750.38	26239.12	324	2.28 E^{-3}	2.15 E^{-3}
27306.2757	1.05	0.34	26213.83	27815.02	324	3.37 E^{-3}	1.03 E^{-3}
27306.2757	0.7	1.06	27304.82	27940.93	324	2.16 E^{-3}	3.19 E^{-3}
27471.4540	0.7	0.7	28698.77	30002.67	324	2.06 E^{-3}	1.97 E^{-3}
45207.0620	1.05	0.7	33507.65	36938.08	374	3.78 E^{-3}	2.29 E^{-3}
45463.2720	0.7	0.7	31494.28	33715.50	374	2.70 E^{-3}	2.52 E^{-3}
46890.9361	0.7	0.7	32435.90	36491.31	374	2.70 E^{-3}	2.40 E^{-3}

On remarque que les deux valeurs de et suivant les deux directions x et sont toutes inférieurs ou égale à 0.10 ce qui nous permet de négliger cet effet.

A.3.6.1.5 Vérification de la stabilité au renversement

Suivant l'article ***4.41*** Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. Ceci est fait par la formule suivante : —— 1.5

Ou :

- M_{stab} : Moment stabilisateur, produit par le poids de la structure, se calcul comme suit :

$M_{stabi} = Wi \quad Li$ Avec : i : c'est le niveau considéré

Li : Dimension de la structure à sa base dans la direction considérée.

M_{re} : moment de renversement, provoqué par l'action sismique, cette valeur est prise à la base de la structure comme ça été motionné dans un tableau précédemment.

- **Détermination du poids de chaque niveau**

Tab .IV.23 : Vérification vis-à-vis du moment de renversement

étage	Masse sous G (KN)	Masse sous Q (KN)	$W_i=G_i+0,2Q_i$	G/x (m)	G/y (m)	M stabi /x	M stabi /y
rdc	37886,06	37886,06	45463,272	26,05	26,06	1184318,24	1184772,87
1	37672,5517	37672,5517	45207,062	26,04	25,98	1177191,9	1174479,47
2	22892,8783	22892,8783	27471,454	26,06	26,06	715906,09	715906,09
3	22755,2298	22755,2298	27306,2758	26,06	26,06	711601,546	711601,546
4	22755,2298	22755,2298	27306,2758	26,06	26,06	711601,546	711601,546
5	21768,2658	21768,2658	26121,919	26,06	26,06	680737,208	680737,208
6	21768,2658	21768,2658	26121,919	26,06	26,06	680737,208	680737,208
7	21768,2658	21768,2658	26121,919	26,06	26,06	680737,208	680737,208
8	20948,0986	20948,0986	25137,7183	26,06	26,06	655088,939	655088,939
9	20948,0986	20948,0986	25137,7183	26,06	26,06	655088,939	655088,939
10	20948,0986	20948,0986	25137,7183	26,06	26,06	655088,939	655088,939
11	20199,2503	20199,2503	24239,1004	26,06	26,06	631670,955	631670,955
12	20141,2517	20141,2517	24169,502	26,06	26,06	629857,223	629857,223
13	19953,5473	19953,5473	23944,2568	26,06	26,06	623987,331	623987,331
					total	10393613,3	10391355,5

Sens	$_t$ [KN.m]	[KN.m]	$\frac{}{t}$	vérification	résultat
(x)	10393613,3	5563977,78	1,82263638	**>1.5**	**c.v**
(y)	10391355,5	5702516,07	1,82224045	**>1.5**	**c.v**

On remarque que ces deux conditions sont vérifiées et largement car le poids de la structure est très important et ça base aussi est très large.

Conclusion :

On a vue dans ce chapitre l'analyse dynamique qu'elle soit provoqué par le séisme ou le vent, dans un premier lieu on a déterminé les sollicitations (effort tranchant) au niveau de chaque étage provoqué par le vent, puis et en second lieu on a déterminer les sollicitations provoquées par le séisme et ce au niveau de chaque étage aussi.

On avait indiqué dans l'introduction que vers la fin de ce chapitre on devrait comparer les résultats provoqué par le vent comme charge horizontale et le séisme qui est de la même nature, comparer entre ces deux valeurs et retenir la plus défavorable pour ferrailler avec.

- Les sollicitations provoquées par le vent au sommet sont :

$$T = \mathbf{35308} \quad et \quad = \mathbf{3}\ \ \mathbf{25}$$

- Les sollicitations provoquées par le séisme à la base sont :

$$V_x = \mathbf{3350}\ .\mathbf{65} \quad et\ V\ = \mathbf{36938.08}$$

On voit bien que les sollicitations provoqué par le séisme sont beaucoup plus importante que celles provoquées par le vent, c'est pour cela qu'on tiendra en considération que celle du séisme, parce que la possibilité ou la probabilité d'avoir les deux en même temps sera très réduite.

CHAPITRE V

Ferraillages des éléments structuraux

Chapitre V : Ferraillages des éléments structuraux

Introduction

Le ferraillage des éléments structuraux est l'objectif de toute étude de structure, dans ce chapitre on se limitera à donner des exemples de calcul seulement. Les autres éléments seront résumés dans des tableaux récapitulatifs.

Les objectifs du ferraillage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

V.1 Ferraillage des poteaux

V.1.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Ils sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Donc le ferraillage de celui-ci est fait pour les cas les plus défavorables des combinaisons suivantes :

- Effort de compression et le moment correspondant.
- Effort de traction et le moment correspondant.
- Moment fléchissant et l'effort normal (compression, traction) correspondant.

Pour le cas de la fissuration, elle sera prise peu nuisible si les poteaux en questions ne sont pas exposés aux intempéries extérieures, et sera nuisible si les poteaux en questions le sont.

V.1.2 Recommandation des règlements

A/ Recommandation du Règlement Parasismique Algérien (99.v2003)

Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales et suivant l'article ***7.4.2*** doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- leur pourcentage minimal sera de :
  - 0.9% en zone II_b
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - 3% en zone courante.

- 6% en zone de recouvrement.

- Le diamètre minimal est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement :
  - 50 en zone II_b.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
  - 20 cm en zone II_b.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Avant de passer aux recommandations pour les armatures transversales on résume ces valeurs par la langue des chiffres du tableau V.1 suivant :

Tab .V.1 Ferraillage minimal et maximal dans la zone de recouvrement et courante

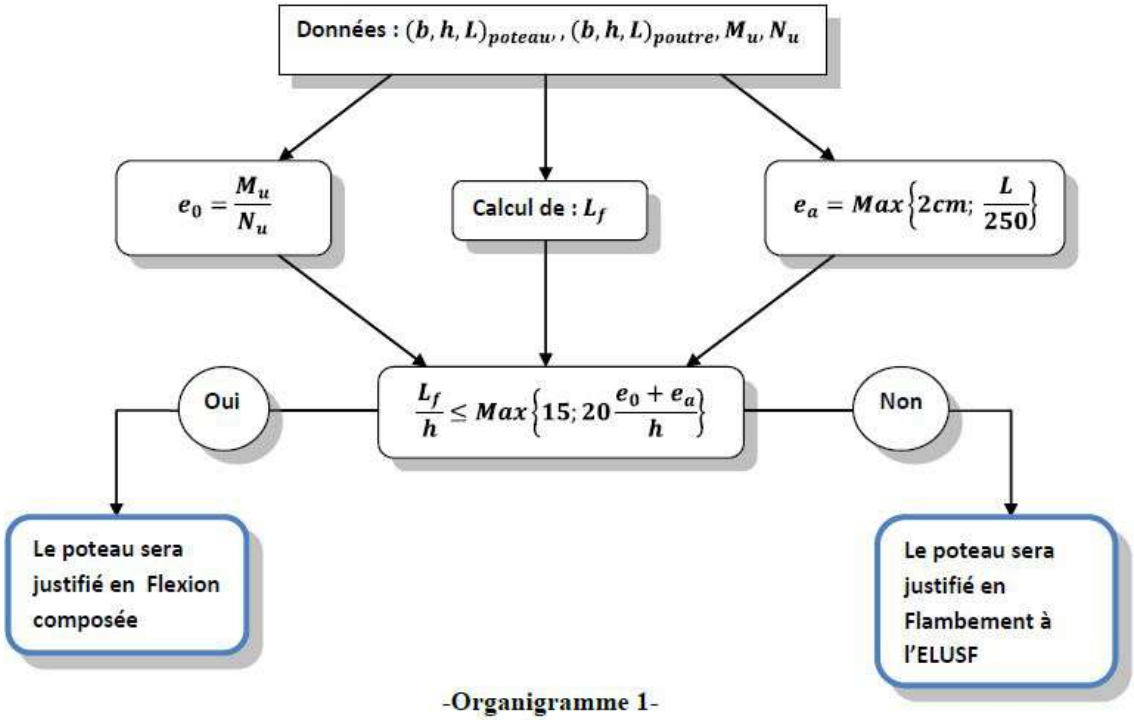
Section du poteau carré (cm x cm)	zone	Ferraillage min (cm^2)	Ferraillage max (cm^2)
70 x 70	Courante	44.1	147
	Recouvrement		294
65 x 65	Courante	38.02	126.75
	Recouvrement		253.5
60 x 60	Courante	32.4	108
	Recouvrement		216
55 x 55	Courante	27.22	90.75
	Recouvrement		181.5
50 x 50	Courante	22.5	75
	Recouvrement		150
45 x 45	Courante	18.22	60.75
	recouvrement		121.5
35 x 35	Courante	11.02	36.75
	recouvrement		73.5
30 x 30	Courante	8.1	27
	Recouvrement		54

Section du poteau circulaire (cm)	zone	Ferraillage min (cm^2)	Ferraillage max (cm^2)
D40	Courante	11.30	37.68
	recouvrement		75.36
D35	Courante	8.65	28.84
	Recouvrement		57.69

V.1.3 Etapes de calcul du ferraillage

V.1.3.1 Ferraillage longitudinale

Le ferraillage se fera en conformité avec ***CBA93***, où dans l'article ***A.4.3.5*** nous donne un organigramme de calcul qui pourra déterminer à quel sollicitation notre élément travail, dont en flexion composé ou en flambement.



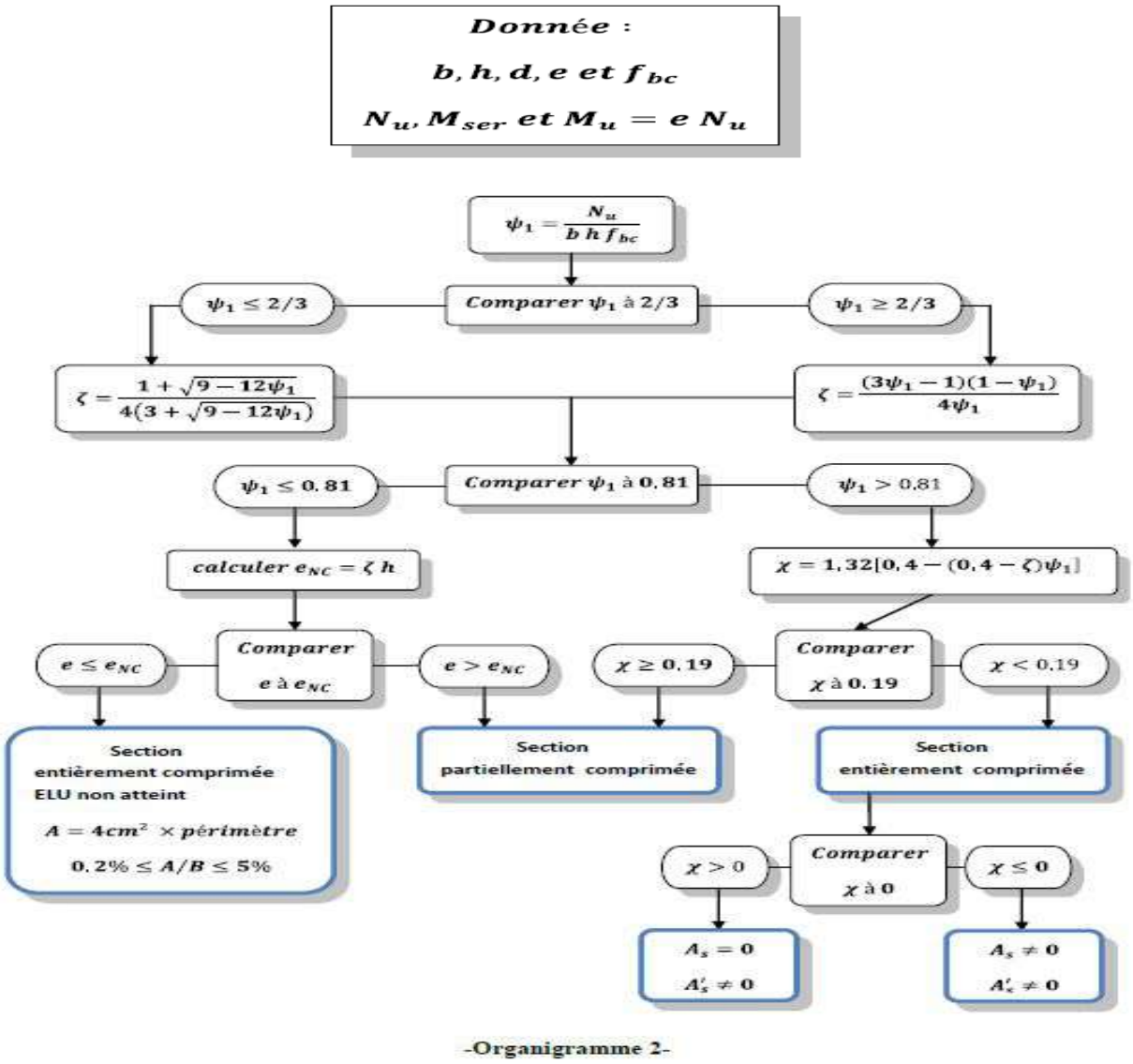
-Organigramme 1-

Fig. V.1 : Organigramme1

Si la condition ci-dessus est vérifiée on procède au ferraillage à l'ELU en flexion composée cependant il faut ensuite connaitre si la section est entièrement tendue, entièrement comprimée ou partiellement comprimée (tendue) .l'organigramme suivant va nous permet de faire se jugement.

On dit qu'on a une section entièrement tendue si l'effort normal est de traction et le centre de Pression est situé entre les armatures supérieures et inférieures pour les autres cas

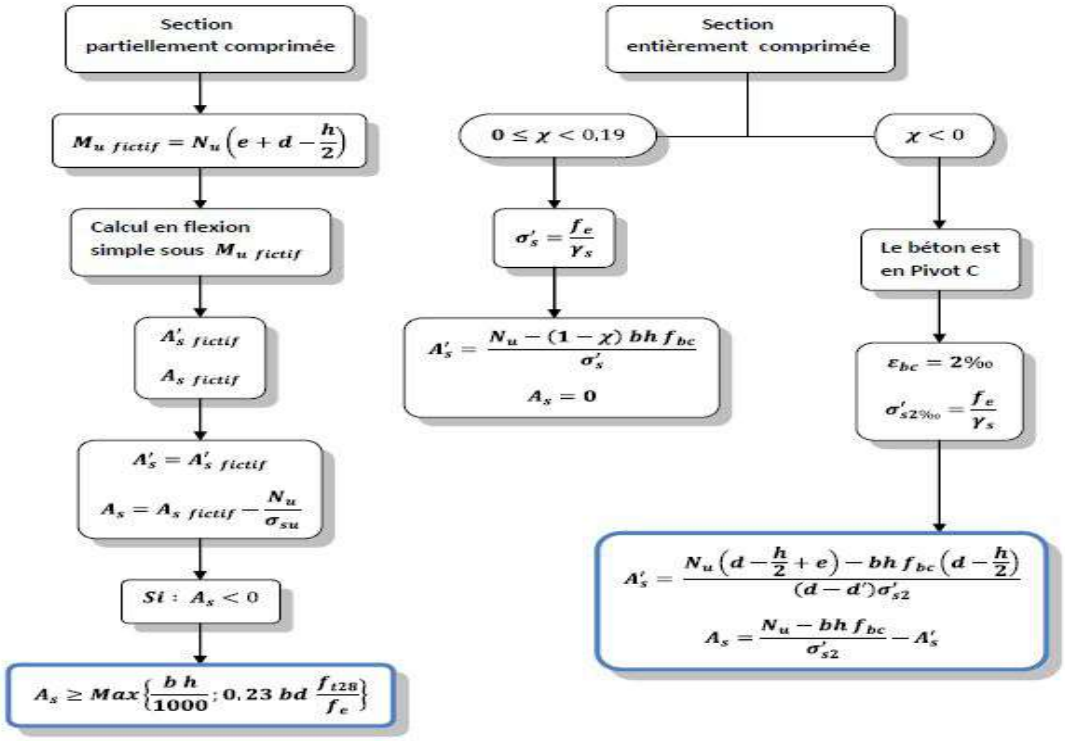
On a :



-Organigramme 2-

Fig. V.2 : Organigramme2

Pour la détermination du ferraillage dans chaque cas de section ci-dessus, en suit l'organigramme suivant :



-Organigramme 3-

Fig. V.3 : Organigramme3

V.1.3.1.1 Exemple de calcule

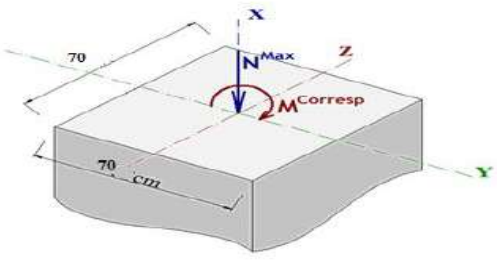
Dans cet exemple on donnera deux types de poteaux qui tous les deux se situent au sous sol, le premier est de section carrée 70 70 (n'est pas lié au voile) le second est de section circulaire de diamètre $D = 45cm$, le 1er poteau comme le deuxième sera ferrailler suivant deux sollicitations, en tenant le N_{max} *et le* $M_{correspe\ a}$ puis le contraire et la troisième possibilité N_{mi} *et le* $M_{correspe\ a}$.

- ✓ **Poteau de section carrée (70x70)**

a/ Poteau soumis à m et le o

Le poteau en question est celui numéroté par le logiciel $N° = 1507$: qui est soumis aux sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N_{max} = 3717.46\ KN \\ M_{correspe\ a\ t} = 0.66KN.m \end{cases}$$



- ➢ **Longueur de flambement**

- Raideur des poutres : $= - = \frac{b}{1} = \frac{.\quad .4}{1\quad .} = 4.35\quad 10^{\ 4}\ m$

- Raideur du poteau : $= - = \frac{b}{1} = \frac{\cdot}{1 \quad \cdot \quad 4} = 5.35 \quad 10 \quad m$

Alors :

On voit bien que la raideur du poteau est plus grande dans le sens de flambement considéré ; on conclu que : $L \ = 0.7\, L = 0.7 \quad 3.74 = 2.618\, m$ parce que ce poteau est encastré dans un massif de fondation d'une extrémité.

- ***Calcul des excentricités***

Celle-ci est calculée comme suit : $e \ = - = \frac{.66}{146} = 0.0001774\, m$

$$e_a = Max\left\{2\ cm; \frac{L}{250} \right. = Max\left\{2cm; \frac{374}{250} \right. = 2\ cm$$

$$e \ = \frac{3L}{10^4} \ 2 +$$

$= 2$; et se calcul comme suit :

$$= \frac{M}{M \ + M} = \frac{2.22}{2.22 + 1.56} = 0.587$$

$$e \ = \frac{3 \quad 2.618}{10^4 \quad 0.70} \quad 2 + 0.587 \quad 2 \ = 0.00932m$$

- ***Vérification vis-à-vis du flambement***

Pour vérifier cette possibilité de sollicitation on doit appliquer la formule suivante :

$$\frac{L}{} \leq Max\left\{15; 20\frac{e \ + e_a}{} \right. \quad \frac{L}{} = \frac{2.618}{0.70} = 3.74 \quad Max\left\{15; 20\frac{0.0001774 \ + 0.02}{0.50} \right. \ = 15$$

Etant donné que la condition est vérifiée on ferraille ce poteau en flexion composée.

$$e = e \ + e_a + e \ = 0.0001774 \ + 0.02 + 0.00932 = \mathbf{0.02} \quad m$$

- ***Répartition des contraintes dans la section***

Pour ce faire on procède tel qu'il est schématisé dans l'organigramme N°2 :

$$_1 = \frac{3.71746}{0.70 \quad 14.2} = \mathbf{0.53} \quad \frac{2}{3} = \mathbf{0.66}$$

$$= \frac{1 + \quad \overline{9 \quad 12 \ _1}}{4 \quad 3 + \quad \overline{9 \quad 12 \ _1}} = \frac{1 + \sqrt{9 \quad 12 \quad 0.53}}{4 \quad 3 + \sqrt{9 \quad 12 \quad 0.53}} = \ 0.141$$

$_1 \quad 0.81 \quad e \ _c = 0.141 \quad 0.70 = 0.0987m \quad e = \mathbf{0.02}$

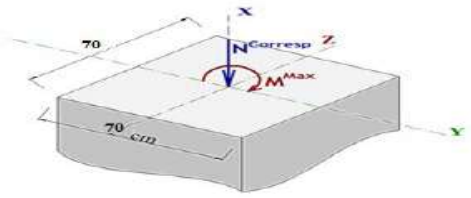
Donc on a une section entièrement comprimée, ELU non atteint donc :

Le ferraillage qui est d'une part suffisant pour la sollicitation au quel le poteau est soumis ne remplis pas de l'autre part les exigences du RPA99v2003, alors dans ce cas de figure on doit ferrailler avec le minimum qui est donné dans le tableau V.1 au dessus.

$$\boldsymbol{A} \ = 44.1\boldsymbol{c} \ ^2$$

b/ Poteau soumis *à* *et* *co* *p*

Le poteau en question est celui numéroté par le logiciel $N° = 1211$ et ayant les mêmes dimensions que le précédent $\begin{cases} M_{max} = 27.63\ KN.m \\ N_{corresp} = 1840.12\ KN \end{cases}$



- **Calcul des excentricités**

Celle-ci est calculée comme suit :

$$e = \frac{27.63}{1840.12} = 0.015m$$

$$e_a = Max\left\{2cm; \frac{374}{250}\right. = 2\ cm$$

$$= \frac{M}{M + M} = \frac{11.98}{11.98 + 7.64} = 0.61$$

$$e = \frac{3 \quad 2.168}{10^4 \quad 0.70} \quad 2 + 0.61 \quad 2 = 0.002m$$

- ***Vérification vis-à-vis du flambement***

Pour vérifier cette possibilité de sollicitation on doit appliquer la formule suivante :

$$\frac{L}{} \leq Max\left\{15; 20\frac{e + e_a}{}\right. \qquad \frac{L}{} = \frac{2.618}{0.70} = 3.74 \qquad Max\left\{15; 20\frac{0.015 + 0.02}{0.50}\right. = 15$$

Etant donné que la condition est vérifiée on ferraille ce poteau en flexion composée.

$$e = e + e_a + e = 0.015 + 0.02 + 0.002 = 0.037\ m$$

- **Répartition des contraintes dans la section**

Pour ce faire on procède tel qu'il est schématisé dans l'organigramme N°2 :

$$_1 = \frac{1.84012}{0.70 \quad 14.2} = 0.264 \qquad \frac{2}{3} = 0.66$$

$$= \frac{1 + \sqrt{9 \quad 12 \quad _1}}{4 \quad 3 + \sqrt{9 \quad 12 \quad _1}} = \frac{1 + \sqrt{9 \quad 12 \quad 0.264}}{4 \quad 3 + \sqrt{9 \quad 12 \quad 0.264}} = 0.157$$

$_1$ 0.81 $e \ _c = 0.157 \quad 0.70 = 0.1099m > e = 0.037$ Donc : $e \ _c > e$ ce qui fait que la section est entièrement comprimée

Donc selon RPA99v2003 ; $\boldsymbol{A} = 44.1\boldsymbol{c}^{\ 2}$

c/ Poteau soumis à mi et o

$$\begin{cases} N_{mi} = 1101\ KN \\ M_{correspe\ a} = 13.79\ KN.m \end{cases}$$

- **Calcul des excentricités**

Celle-ci est calculée comme suit : $e = \frac{1}{11}\ 1 = 0.012m$

$$e_a = Max\left\{2cm; \frac{374}{250}\right. = 2\ cm$$

$$= \frac{M}{M + M} = \frac{11.83}{11.83 + 7.61} = 0.60$$

$$e = \frac{3\ \ 2.168}{10^4\ \ 0.70}\ \ 2 + 0.60\ \ 2 = 0.002m$$

- **Vérification vis-à-vis du flambement**

Pour vérifier cette possibilité de sollicitation on doit appliquer la formule suivante :

$$\frac{L}{} \leq Max\left\{15; 20\frac{e + e_a}{}\right. \quad \frac{L}{} = \frac{2.618}{0.70} = 3.74 \quad Max\left\{15; 20\frac{0.015 + 0.02}{0.50}\right. = 15$$

Etant donné que la condition est vérifiée on ferraille ce poteau en flexion composée.

$$e = e + e_a + e = 0.012 + 0.02 + 0.002 = 0.034\ m$$

- **Répartition des contraintes dans la section**

Pour ce faire on procède tel qu'il est schématisé dans l'organigramme N°2 :

$$_1 = \frac{1.101}{0.70\ \ 14.2} = 0.158 \quad \frac{2}{3} = 0.66$$

$$= \frac{1 + \overline{9\ \ 12\ _1}}{4\ \ 3 + \overline{9\ \ 12\ _1}} = \frac{1 + \sqrt{9\ \ 12\ \ 0.158}}{4\ \ 3 + \sqrt{9\ \ 12\ \ 0.158}} = 0.161$$

$_1$ 0.81 $e\ _c = 0.161\ \ 0.70 = 0.1127m > e = 0.034$Donc : $e\ _c > e$ ce qui fait que la section est entièrement comprimée

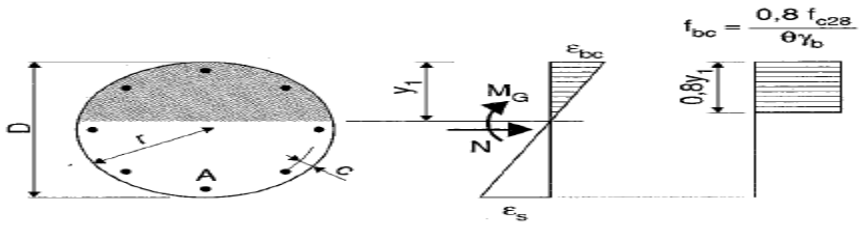
Donc selon RPA99v2003 ; $\boldsymbol{A} = 44.1\boldsymbol{c}^{\ 2}$

Pour les trois cas on adopte la section d'armature exigée par le règlement RPA99v2003 où on choisit $4T16 + 12T20$ de section $A_s = 45.57\ cm$.

- **Poteau de section circulaire = 40**

a/ Poteau soumis à m et le o

La méthode suivie pour le calcul des sections circulaire est différente de celle utilisé pour les sections rectangulaire. (VICTOR DAVDOVICHI)



- ***Calcul à l'ELU***

On considère d'abord que la section pleine comporte une section d'armature ***A*** uniformément répartie ; On note:

$\begin{cases} N_{max} = 391.26\ KN \\ M_{corresp} = 14.25 KN.m \end{cases}$ Barre n° 3257

On pose:

$$= \frac{4N_{max}}{D \quad bc} \qquad = \frac{4 \quad 0.39126}{0.40 \quad 14.2} = 0.2193$$

$$cooresp = \frac{4M_{corresp}}{D \quad bc} \qquad cooresp = \frac{4 \quad 0.01425}{0.40 \ 14.2} = 0.008$$

$$= \frac{\frac{4A \ e}{s}}{D \quad bc} \qquad = \frac{\frac{4 \quad A \quad 400}{1.5}}{0.40 \ 14.2} = 149.51\ A$$

D'après l'abaque, on trouve que $= 0$ donc ;

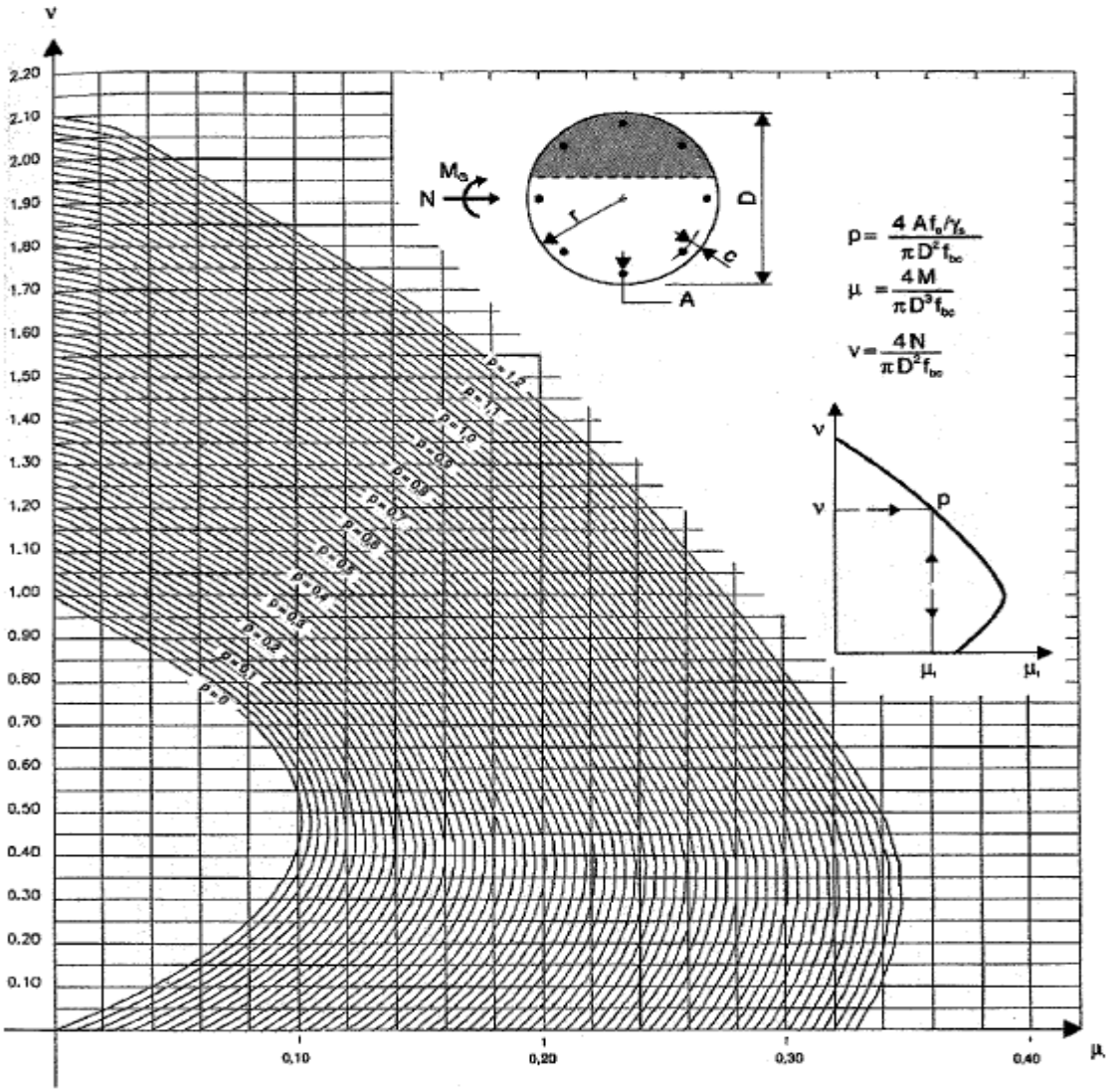


Fig. V.4 : l'abaque de DAVIDOVICHI du poteau circulaire

$$\mathbf{4.5} \qquad \boldsymbol{A = 0} \qquad \boldsymbol{A = 0}$$

Donc ce poteau peut résister aux sollicitations qu'il subit sans armatures.

b/ $\boldsymbol{t_{co}}$ **:** barre n°3891

$$\begin{cases} M_{max} = 26.66\ KN.m \\ N_{corresp} = 316.28\ KN \end{cases}$$

On pose :

$$= \frac{4N_{max}}{D_{bc}} \qquad = \frac{4 \quad 0.31628}{0.40 \quad 14.2} = 0.1773$$

$$cooresp = \frac{4M_{corresp}}{D_{bc}} \qquad cooresp = \frac{4 \quad 0.02622}{0.40 \ 14.2} = 0.014$$

$$= \frac{\frac{4A_e}{s}}{D_{bc}} \qquad = \frac{\frac{4 \quad A \quad 400}{1.5}}{0.40 \ 14.2} = 177.20\ A$$

D'après l'abaque $= 0.1$ donc ;

$$149.51\ A = 0.1 \qquad A = 0.0006m^2 = 6\ cm$$

c/ $_i$ **et** $_{co}$ $_p$: barre n°3668

$$\begin{cases} N_{max} = 0.06\ KN \\ M_{corresp} = 14.95\ KN.m \end{cases}$$

$$= \frac{4N_{mi}}{D_{bc}} \qquad = \frac{4 \quad 0.0006}{0.40 \quad 14.2} = 0.00033$$

$$cooresp = \frac{4M_{corresp}}{D_{bc}} \qquad cooresp = \frac{4 \quad 0.01495}{0.40 \ 14.2} = 0.0083$$

$$= \frac{\frac{4A_e}{s}}{D_{bc}} \qquad = \frac{\frac{4 \quad A \quad 400}{1.5}}{0.40 \ 14.2} = 149.51\ A$$

D'après l'abaque $= 0.1$ donc ;

$$177.20\ A = 0 \qquad A = 0cm^2$$

Pour les trois cas les sections d'armatures obtenues sont inferieurs aux exigences, ce qui fait que ; on ferraille par le minimum du RPA : $A_s = 11.30\ cm$

On choisit $12T12$ de section $A_s = 13.57\ cm$

N.B

Les résultats sont résumés dans les tableaux (V.2 et V.3 et V.4 et V.5 V.6 V.7 V.8 V.9)

V.1.3.1.2 Les poteaux de rive

- ✓ **Les poteaux de rive qui supportent la terrasse accessible**

Tab V.2 Ferraillage longitudinal du poteau de rive encastré au voile périphérique

ETAGE	Poteau de rive carré encastré au voile périphérique	co (1)	co (2)	i co (3)	A c 2 c 2	A ' c 2	Section Choisie
SS	35 x 35	411.67 7.35	26.79 229.81	-0.01 6.33	0.56	0	4T12 =4.52

ETAGE	Poteau de rive carré encastré au voile périphérique	A_s cm	A_s min cm	A_s < A_s min	A_s adopté cm	A_s max cm
SS	35 x 35	4.52	11.02	oui	12.32 = 8T14	36.75 73.5

Tab V.3 Ferraillage longitudinal du poteau de rive non lié au voile périphérique

ETAGE	Poteau de rive carré non lié au voile périphérique	co (1)	co (2)	i co (3)	A c 2	A ' c 2	Section Choisie
RDC ,1	35 x 35	614.2 -8.27	58.75 149.3	0.01 0.08	3.57	0	4T12

ETAGE	Poteau de rive carré non lié au voile périphérique	A c 2	A PA min c 2	A < A PA min	A adopté c 2	A max c 2
RDC ,1	35 x 35	4.52	11.02	oui	12.32 = 8T14	36.75 73.5

✓ **Les poteaux de rive**

Tab V.4 Ferraillage longitudinal du poteau de rive de section carré non lié au voile

ETAGE	Poteau de rive carré	N^{max}_{cor} (1)	M^{cor} (2)	M^{max}_{cor} (3)	A_c^2	A'^2_c	Section Choisie
2 ,3,4	65 x 65	1276.42	-32.58	-17.52	1.75	0	4T12 =4.52
		-27.62	1085.13	32.26			
5,6,7	60 x 60	925.67	-30.16	0.03	0.16	0	4T12 =4.52
		-20.73	677.91	2.95			
8,9,10	55 x 55	594.66	-32.63	0.03	0.17	0	4T12 =4.52
		-20.93	378.15	3.18			
11,12,13	50 x 50	285.29	-49.12	0.02	1.72	0	4T12 =4.52
		-20.73	89.24	4.97			
RDC,1	35 x 35	614.24	58.75	0.01	3.75	0	4T12 =4.52
		-8.27	149.35	0.08			

ETAGE	Poteau de rive carré	A_c^2	A^{PA}_{min} c^2	$A < A^{PA}_{min}$	A adopté c^2	A^{max} c^2
2 ,3,4	65 x 65	4.52	38.02	oui	4T25+12T16 = 43.82	126.75
						253.5
5,6,7	60 x 60	4.52	32.4	oui	4T20+12T16 =36.76	108
						216
8,9,10	55 x 55	4.52	27.22	oui	4T20+8T16 =28.7	90.75
						181.5
11,12,13	50 x 50	4.52	22.5	oui	4T20 +8T16 =28.7	75
						150
RDC,1	35 x 35	4.52	11.02	oui	8T14 =12.32	36.75
						73.5

V.1.3.1.3 Les poteaux intermédiaires

✓ **Les poteaux intermédiaires liés aux voiles**

Tab V.5 Ferraillage longitudinal du poteau intermédiaire de section carré lié aux voiles

ETAGE	Poteau carré Intermédiaire encastré aux voiles extrêmes	N^{co}_{c} (1)	N^{co}_{c} (2)	N^{co}_{c} (3)	A_c^2	A'^2_c	Section Choisie
SS ,RDC, 1	70 x 70	2015.97	-60.06	-61.85	3.49	0	4T12 =4.52
		59.10	2011.94	-60.06			
2,3,4	65 x 65	2200.53	-36.53	0.03	1.68	0	4T12 =4.52
		12.41	1389.79	36.29			
5,6,7	60 x 60	1656.63	-45.11	-0.02	1.31	0	4T12 =4.52
		-38.41	1244.61	26.06			
8,9,10	55 x 55	679.59	-58.80	-0.02	0.57	0	4T12 =4.52
		-20.20	418.72	-10.32			
11,12,13	50 x 50	307.51	-81.41	-0.01	3.34	0	4T12 =4.52
		-13.44	121.24	-8.53			

TAGE	Poteau carré Intermédiaire encastré aux voiles extrêmes	A_c^2	A^{PA}_{min} c^2	$A < A^{PA}_{min}$	section	A_a adopté c^2	A_{max} c^2
SS ,RDC , 1	70 x 70	4.52	44.1	oui	4T16+12T20	45.57	147
							294
2,3,4	65 x 65	4.52	38.02	oui	4T25+12T16	43.82	126.75
							253.5

5,6,7	**60 x 60**	**4.52**	**32.4**	**oui**	**4T20+12T16**	**36.76**	**108**
							216
8,9,10	55 x 55	4.52	27.22	oui	4T20+8T16	28.7	90.75
							181.5
11,12,13	50 x 50	4.52	22.5	oui	4T20+8T16	28.7	75
							150

- ✓ **Les poteaux intermédiaires non liés aux voiles**

Tab V.6 Ferraillage longitudinal du poteau intermédiaire de section carré non lié aux voiles

ETAGE	*Poteau carré Non lié aux voiles extrêmes*	*co (1)*	*co (2)*	*i co (3)*	A_c^2	$A_c'^2$	*Section Choisie*
SS ,RDC, 1	70 x 70	3717.46	59.26	-0.08	0.59	0	4T12 =4.52
		-0.66	1998.50	13.85			
2,3,4	65 x 65	2634.42	-76.53	-0.03	3.54	0	4T12 =4.52
		27.15	-46.14	76.12			
5,6,7	60 x 60	2634.42	-76.53	-0.03	0.06	0	4T12 =4.52
		27.15	1974.15	-1.21			
8,9,10	55 x 55	1237.41	53.13	-0.03	0.3	0	4T12 =4.52
		-4.09	729.22	5.39			
11,12,13	50 x 50	604.58	73.82	-0.02	1.93	0	4T12 =4.52
		-4.16	186.10	5.66			

ETAGE	Poteau carré Non lié aux voiles extrêmes	A_c cm²	$A_{PA\ min}$ cm²	$A < A_{PA\ min}$	section	A_a adopté cm²	A_{max} cm²
SS ,RDC, 1	70 x 70	4.52	44.1	oui	4T16+12T20	45.57	147
							294
2,3,4	65 x 65	4.52	38.02	oui	4T25+12T16	43.82	126.75
							253.5
5,6,7	60 x 60	4.52	32.4	oui	4T20+12T16	36.76	108
							216
8,9,10	55 x 55	4.52	27.22	oui	4T20+8T16	28.7	90.75
							181.5
11,12,13	50 x 50	4.52	22.5	oui	4T20+8T16	28.7	75
							150

V.1.3.1.4 Les poteaux qui supportent l'espace vert

Tab V.7 Ferraillage longitudinal du poteau qui supporte l'espace vert de section carré lié

ETAGE	Poteau carré Supportant l'espace vert	$N^{co}_{(1)}$	$N^{co}_{(2)}$	$N^{co}_{(3)}$	A_c cm²	A'_c cm²	Section Choisie
SS	30 x 30	276.95	5.39	-2.13	0.59	0	4T12=4.52
		-4.36	183.87	-5.31			

ETAGE	Poteau carré Supportant l'espace vert	$A_{c\ c}$ cm²	$A_{PA\ min}$ cm²	$A < A_{PA\ min}$	section	A_a adopté cm²	A_{max} cm²
SS	30 x 30	4.52	8.1	oui	8T12	9.04	27
							54

V.1.3.1.5 Les poteaux liés au noyau central

Tab V.8 Ferraillage longitudinal du poteau carré lié au noyau central

ETAGE	Poteau carré Lié au noyau central	co (1)	co (2)	i co (3)	A c^2	A c^2	Section Choisie
SS,RDC, 1	45 x 45	689.58 9.33	-47.50 617.51	0.00 25.48	1.74	0	4T12= 4.52
ETAGE	Poteau carré Lié au noyau central	A c c^2	A min c^2	A_s < A_s min	section	A_s a adopté cm	A_s max cm
SS,RDC, 1	45 x 45	4.52	18.22	oui	12T14	18.47	60.75 121.5

Tab V.9 Ferraillage longitudinal du poteau circulaire lié au noyau central

Etage	Poteau circulaire lié au noyau central	co (1)	co (2)	i co (3)	A c^2	A c^2	Section Choisie
5…..13	Pot D35	251.89 9.88	27.86 109.96	0.05 -14.35	2.82	0	6T12=6.78
2,3,4	Pot D40	391.26 14.25	-26.66 316.28	-0.06 14.95	2.18	0	6T12=6.78

Etage	*Poteau circulaire lié au noyau central*	A_c c^2	$A_{PA\ min}$ c^2	$A < A_{PA\ min}$	*section*	A_a *adopté* c^2	A_{max} c^2
5…..13	*Pot D35*	6.78	8.65	Oui	8T12	9.04	28.84 57.69
2,3,4	*Pot D40*	6.78	11.30	Oui	12T12	13.57	37.68 75.36

La section d'armature calculée est plus faible que la section minimale du RPA, donc on adopte la section minimale donnée par le RPA99.

V.1.3.2 Ferraillage transversal

Le calcul du ferraillage transversal consiste à la détermination des armatures d'âme Des poteaux en nombre et dimensions suffisantes, pour leur donner une résistance transversal conséquente face aux sollicitations de cisaillement, ainsi pour qu'ils assureront une liaison convenable entre les barres longitudinales et les maintient stables lors des différentes fasses de réalisation des poteaux.

Selon l'article **7.4.2.2** des règles RPA99rév2003, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 minimum ;
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux ;
- t est l'espacement des armatures transversales dont la valeur maximale est fixée comme suit:

- ***La zone nodale***
  - $t \leq Min\ 10\ , 15\ cm$ en zone I et II_a
  - $t \leq$ **0c en zone II_b et III**
- ***La zone courante :***
  - $t \leq 15$ en zone I et II_a
  - $t \leq$ **i** $\frac{}{2}, \frac{h}{2},$ **0 en zone II_b et III**

Avec le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t.\ _1$ en % est donnée comme suit:

$$si:\begin{cases}\lambda \quad 5 & 0.3\% \\ \lambda \quad 3 & 0.8\% \\ 3 \quad \lambda \quad 5 & aire ane\ inter\quad olation\end{cases}$$

Avec :λ l'élancement géométrique du poteau. $\lambda = \frac{l}{a}\ ou\ \frac{l}{b}$

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

Et comme nous avons des poteaux circulaires il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites)

A/ Exemple de calcule

Pour les armatures transversales on étudiera les deux exemples précédents qui seront calculées suivant l'article ***7.4.2.2*** du règlement RPA et qui se calculent par la formule suivante : $\frac{}{t} = \frac{}{}$

Avec : V : L'effort tranchant de calcul (fonction de la section du poteau)

$_1$: Hauteur totale de la section brute. (Fonction du poteau)

$_e$: Contrainte limite élastique de l'acier

$_a$: Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élancement géométrique λ dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente.

- ✓ **Section rectangulaire 0 0**
- **Calcul de la section nécessaire**

$V = \mathbf{45.25}KN$; $_1 = 70\ cm$; $_e := 235\ MPa$

- $\lambda = \frac{.61}{.} = 3.74 \quad 5$? $_a = 3.75$
- t : cette valeur sera calculée de la manière suivante :

- Dans la zone nodale : $t \leq 10\ cm$

On adopte $\boldsymbol{t} =$ **0c** pour des dispositions constructives

$$A_t \quad \frac{t \quad _a V}{_1 \ e} \qquad A_t \quad \frac{0.10 \quad 3.75 \quad 0.04525}{0.70 \quad 235} = 1.03 \quad 10^{\ 4} m \ = \ .\mathbf{03}\ \boldsymbol{c}^{\ \mathbf{2}}$$

Par conséquent on adopte 5**cadres** de **8mm** de diamètre, ce qui donne $\boldsymbol{A_t}$=2.513 $\boldsymbol{c}$ ^{2}

- Dans la zone courante

$\boldsymbol{\grave{t} \leq \quad i \quad \frac{}{2}, \frac{h}{2}, \quad 0} \qquad \grave{t} \leq \min \ 35{,}35{,}16 \qquad \grave{t} \leq 15cm$

On adopte $\boldsymbol{\grave{t} = \quad 5c}$ pour des dispositions constructives

Donc la section d'acier transversale sera :

$$A_t \quad \frac{t \quad {}_aV}{1 \quad e} \qquad A_t \quad \frac{0.15 \quad 3.75 \quad 0.04525}{0.70 \quad 235} = 1.54 \quad 10^{\ 4}m \ = \ .\boldsymbol{54\ c}^{\ 2}$$

Par conséquent on adopte 9 **cadres** de **8mm** de diamètre, ce qui donne $\boldsymbol{A_t}$=4.52$\boldsymbol{c}$ ^{2}

- **Ferraillage minimal**

D'après le même article du règlement en vigueur la section minimal pour les armatures transversales se calcul en comparant l'élancement géométrique à 5 et 3 :

- Calcul de l'élancement géométrique : $\lambda = — = \frac{.61}{.} = 3.74$

$\lambda \quad 3 \quad A_t \quad 0.80\% \ t \ {}_1A_t = 2.513x2 + 4.52 = 9.546\boldsymbol{c}^{\ 2} \quad 0.0080 \quad 15 \quad 70$

$= \boldsymbol{8.4\ c}^{\ 2} \quad \boldsymbol{co} \qquad \boldsymbol{itio}$ é $\boldsymbol{ifé}$

✓ **Section circulaire 40**

- **Calcul de la section nécessaire**

$V \ = \ 34.63\ KN\ ; D = 40\ ;\ {}_e := 235\ MPa$

- $\lambda \ = \frac{.61}{.4} = 6.54 \quad 5$? $\ {}_a = 2.5$
- t : cette valeur sera calculée de la manière suivante :

- Dans la zone nodale : $t \leq 10\ cm$

On adopte $\boldsymbol{t = \quad 0c}$ pour des dispositions constructives

Donc la section d'acier transversale sera

$$A_t \quad \frac{t \quad {}_aV}{1 \quad e} \qquad A_t \quad \frac{0.10 \quad 2.5 \quad 0.03463}{0.40 \quad 235} = 0.092 \quad 10^{\ 4}m \ = \boldsymbol{0.0 \quad c}^{\ 2}$$

Par conséquent on adopte 5 **cerces** de **8mm** de diamètre, ce qui donne $\boldsymbol{A_t}$=2.513$\boldsymbol{c}$ ^{2}

- Dans la zone courante

$\boldsymbol{\grave{t} \leq \quad i \quad \frac{}{2}, \frac{h}{2}, \quad 0} \qquad \grave{t} \leq \min \ 20{,}20{,}12 \qquad \grave{t} \leq 12cm$

On adopte $\boldsymbol{\grave{t} = \quad 0c}$ pour des dispositions constructives

Donc la section d'acier transversale sera :

$$A_t \quad \frac{t \quad {}_aV}{1 \quad e} \qquad A_t \quad \frac{0.10 \quad 2.5 \quad 0.03463}{0.40 \quad 235} = 0.092 \quad 10^{\ 4}m \ = \boldsymbol{0.0 \quad c}^{\ 2}$$

Par conséquent on adopte 10 **cerces** de 8 **mm** de diamètre, ce qui donne $\boldsymbol{A_t}$=5.03$\boldsymbol{c}$ ^{2}

- **Ferraillage minimal**

D'après le même article du règlement en vigueur la section minimal pour les armatures transversales se calcul en comparant l'élancement géométrique à 5 et 3 :

- Calcul de l'élancement géométrique : $\lambda = — = \frac{\cdot\ 6}{.4} = 5.67$

$$\lambda \quad 5 \quad A_t \quad 0.30\%\, t_{\ 1}$$

$A_t = 2.513x2 + 5.03 = 10.056$ **c** $^{\mathbf{2}}$ 0.0030 10 4 = **.2 c** $^{\mathbf{2}}$ **co itio** é **ifé**

N.B On détermine le ferraillage transversal pour tous les autres poteaux, les résultats trouvés seront résumés dans les tableaux (V.10 et V.11 et V.12 et V.13 et V.14) suivants :

V.1.3.2.1 Les poteaux de rive

Tab .V.10 Ferraillage transversal des poteaux de rive encastré ou non au voile

	Ferraillage transversal des poteaux de rive encastré ou non au voile							
Etage	*type du poteau*	*V KN*	*a*	*t en (cm)*	*t' en (cm)*	A_t *cm nodale*	A_t *cm courante*	*choix des barres*
SS,RDC ,1	*pot 35x35*	26.6	2.5	10	10	0,810	0,810	Φ8
2 ,3,4	*pot 65x65*	17.6	3.75	10	15	0,434	0,650	
5,6,7	*pot 60x60*	17.9	3.75	10	15	0,477	0,715	
8,9,10	*pot 55x55*	19.4	3.75	10	15	0,564	0,846	
11,12,13	*pot 50x50*	26.3	3.75	10	15	0,840	1,260	

V.1.3.2.2 Les poteaux intermédiaires

Tab .V.11 Ferraillage transversal des poteaux intermédiaire lie ou non au voile

	Ferraillage transversale des poteaux intermédiaire lie ou non au voile							
Etage	*type du poteau*	*V KN*	*a*	*t en (cm)*	*t' en (cm)*	A_t *cm nodale*	A_t *cm courante*	*choix des barres*
SS,RDC,1	*pot 70x70*	***45.25***	***3.75***	***10***	***15***	1,032	1,547	Φ8
2,3,4	*pot 65x65*	***46.36***	***3.75***	***10***	15	1.138	1.707	
5,6,7	*pot 60x60*	***46.36***	***3.75***	***10***	15	1.233	1.849	
8,9,10	*pot 55x55*	*35.6*	*3.75*	*10*	15	1.034	1.551	
11,12,13	*pot 50x50*	*45.6*	*3.75*	*10*	15	1.475	2.213	

V.1.3.2.3 Les poteaux qui supportent l'espace vert

Tab .V.12 Ferraillage transversal des poteaux qui supportent l'espace vert

	Ferraillage transversale des poteaux qui supportent l'espace vert							
Etage	*type du poteau*	*V KN*	*a*	*t en (cm)*	*t' en (cm)*	A_t *cm nodale*	A_t *cm courante*	*choix des barres*
SS	*pot 30x30*	***2.16***	***2.5***	***10***	***10***	***0.077***	***0.076***	Φ8

V.1.3.2.4 Les poteaux liés au noyau central

Tab .V.13 Ferraillage transversal des poteaux circulaire liés au noyau central

	Ferraillage transversale des poteaux circulaire encastrés au noyau central							
Etage	*type du poteau*	*V KN*	*a*	*t en (cm)*	*t' en (cm)*	A_t *cm nodale*	A_t *cm courante*	*choix des barres*
2,3,4	*pot 40*	***34.63***	***2.5***	***10***	***10***	***0.921***	***0.921***	Φ8
5…..13	*pot 35*	***32.89***	***2.5***	***10***	***10***	***1***	***0.99***	

Tab .V.14 Ferraillage transversal des poteaux carré liés au noyau central

	Ferraillage transversale des poteaux carré encastrés au noyau central							
Etage	*type du poteau*	*V KN*	*a*	*t en (cm)*	*t' en (cm)*	A_t *cm nodale*	A_t *cm courante*	*choix des barres*
SS, RDC,1	pot 45x45	***66.13***	***2.5***	***10***	***10***	***1.563***	***1.563***	Φ8

Remarque

On remarque que les poteaux courts du RDC produit par les paliers de repos de l'escalier se trouvant uniquement au niveau du RDC ne sont pas ferrailler à part, ceci est parce que les efforts dans ces deux poteaux sont inferieurs aux extremums des poteaux de la même section, donc ceux là aussi auront une répartition tel que les autres de section 70 70.

V.1.3.2.5 Ferraillage transversal des nœuds

On sait bien que la région la plus faible dans une structure en béton armé c'est la zone nodale où se fait l'interaction poteau-poutre, affin de faire face a ce phénomène le règlement RPA99v2003 recommande de faire des armatures transversales, continues d'une forme de ***U*** superposé formant un carré ou un rectangle. Les directions de recouvrement de ces **U** doit être alternées. (Fig.V.1)

Donc on adopte quatre cadres en **U** de diamètre **8 mm** par nœud, espacés de **10 cm**.

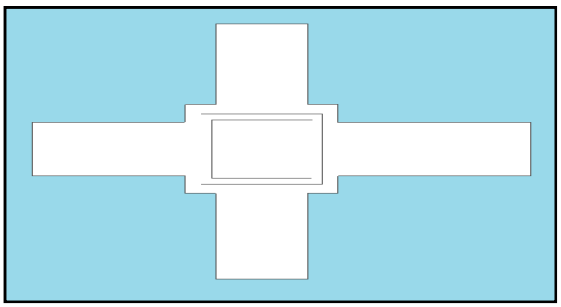


Fig.V.5 : Disposition des armatures des nœuds

V.1.3.3 Vérification des contraintes

V.1.3.3.1 Contrainte de cisaillement (ELU)

- **Poteaux ordinaires**

Pour le calcul des contraintes de cisaillement on doit vérifier que :

$$= \frac{V}{d} \leq Min \qquad ;$$

Tel que :

$$= \quad _c$$

Où est égal à 0,075 si l'élancement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur où égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire. Pour calculer cette valeur on doit déterminer les valeurs de l'élancement géométrique.

Et :

- Selon l'article ***A.5.1.21*** des règles CBA93, et pour une fissuration préjudiciable on à :

$$= \min\left\{\frac{0.15 \ _c}{_b}; 4MPa\right. \quad = 2.5\ MPa$$

Pour vérifier les contraintes de cisaillement on doit les comparer aux valeurs minimums du RPA, qu'on résume dans les tableaux (V.14 et V.15 V.16 V.17 V.18) suivants

- Pour les sections rectangulaires : $= \frac{}{_b}$
- Pour les sections circulaires : $= \frac{1.4}{}$

- **Les poteaux de rive**

Tab V.15 Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux de rive encastré ou non au voile

Etages	*type du poteau*	*b (m)*		*(KN)*	*(MPa)*	*(MPa)*	*(MPa)*	*(MPa)*	*vérification*
2 ,3,4	*pot 65x56*	0.65	0.62	17.66	0.043	1	2.5	1	condition vérifiée
5,6,7	*pot 60x60*	0.60	0.57	17.92	0.052				
8,9,10	*pot 55x55*	0.55	0.52	19.45	0.068				
11,12,13	*pot 50x50*	0.50	0.47	26.33	0.112				
SS,RDC ,1	*pot 35x35*	0.35	0.32	26.66	0.238	1.875		1.875	

- ✓ **Les poteaux intermédiaires**

Tab. V.16 Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux intermédiaire lie ou non au voile

Etage	*type du poteau*	*b (m)*		*(KN)*	*(MPa)*	*(MPa)*	*(MPa)*	*(MPa)*	*vérification*
SS,RDC,1	*pot 70x70*	0.70	0.67	***45.25***	0.096	1	2.5	1	condition vérifiée
2,3,4	*pot 65x65*	0.65	0.62	***46.36***	0.115				
5,6,7	*pot 60x60*	0.60	0.57	***46.36***	0.135				
8,9,10	*pot 55x55*	0.55	0.52	***35.65***	0.124				
11,12,13	*pot 50x50*	0.50	0.47	***45.61***	0.194				

- ✓ **Les poteaux qui supportent l'espace vert :**

Tab. V.17 Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux supportent l'espace vert

Etage	*type du poteau*	*b (m)*		*(KN)*	*(MPa)*	*(MPa)*	*(MPa)*	*(MPa)*	*vérification*
SS	*pot 30x30*	***0.30***	***0.27***	***2.16***	***0.026***	***1.87***	***2.5***	***1.87***	condition vérifiée

✓ **Les poteaux liés au noyau central**

Tab .V.18 Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux carrés liés au noyau central

Etage	*type du poteau*	*b (m)*		*(KN)*	*(MPa)*	*(MPa)*	*(MPa)*	*(MPa)*	*vérification*
SS,RDC,1	*Pot 45x45*	***0.45***	***0.42***	***66.13***	***0.349***	***1***	***2.5***	***1***	condition vérifiée

Tab .V.19 Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux circulaire liés au noyau central

Etage	*type du poteau*	*(m)*		*1.4 (KN)*	*(MPa)*	*(MPa)*	*(MPa)*	*(MPa)*	*vérification*
2,3,4	*pot 40*	***0.40***	0.37	***48.48***	***0.327***	***1***	***2.5***	***1***	condition vérifiée
5…13	*pot 35*	***0.35***	0.32	***46.04***	***0.411***				

V.1.3.3.2 Contraintes normales (ELS)

Pour faire cette vérification on procède à la vérification des sections rectangulaires. La vérification se fait suivant une seule valeur admissible : $_{bc} \leq \ _{bc} = 0.6 \ _{c} \ = 15\ MPa$

On donnera un exemple de calcul : la section 70 70 :

a- Section entièrement comprimée

$$\begin{cases} M_{ser} = \ 0.66 \text{ KN. m} \\ N_{ser} = 2688.35\ KN \end{cases} \qquad e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.66}{2688.35} = 2.45 \ \ 10^{\ 4}\ m$$

$$A_s = A_s = \frac{A_{s\ a\ \ op\acute{e}}}{2} = \frac{46}{2} = 23\ cm$$

- Section homogène :

$$S = \ \ + 15\ A_{s\ a\ \ op\acute{e}} = 0.70 \ \ 0.70 + 15 \ \ 46 \ \ 10^{\ 4} = 0.559\ m$$

- Inertie de la section homogène :

$$= \frac{}{12} + \ \ x \ + 15 \ \ A_s \ \frac{}{2} \ \ d \ \ x \ \ + A_s \ \ d \ \ \frac{}{2} + x$$

Avec

$$x \ = 15\frac{A \ \ \overline{2} \ \ d \ \ A \ \ d \ \ \overline{2}}{S} = 15 \ \ \frac{23 \ \ \frac{0.70}{2} \ \ 0.025 \ \ 23 \ \ 0.67 \ \ \frac{0.70}{2}}{0.70 \ \ 0.70} = 0$$

$$= \frac{0.70^4}{12} + 23 \ \ 10^{\ 4} \ \ \frac{0.70}{2} \ \ 0.025 \ \ + \ \ 0.67 \ \ \frac{0.70}{2} \ \ = 0.02046 m^4$$

$$_{s\ \ p} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} \ \ e \ \ x \ \ \overline{2} \ \ x}{} = \frac{2.68835}{0.49} + \frac{2.68835 \ \ 2.45 \ \ 10^{\ 4} \ \ 35}{0.02046} = 4.6\ MPa$$

$$_{i} \ = \frac{N_{ser}}{S} \ \ \frac{N_{ser} \ \ e \ \ x \ \ \overline{2} + x}{} = \frac{2.68835}{0.49} \ \ \frac{2.68835 \ \ 2.45 \ \ 10^{\ 4} \ \ 35}{0.02046} = 2.8\ MPa$$

Donc :

$_{bc} = Max \quad _{s} \; \dot{p} \; _{i} \quad = Max \;\; 4.6; 2.8 \;\; = 4.6 \qquad$ **5***MPa* $\qquad$ ***co*** $\qquad$ ***itio*** é $\qquad$ ***ifé***

b- Section partiellement comprimée :

$$\begin{cases} M_{ser} = \;\; 38.28 \text{ KN. m} \\ N_{ser} = 1924.91 \; KN \end{cases} \qquad e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{38.28}{1924.91} = 0.019 \; m$$

$$A_s = A_s = \frac{A_{s\ a\ \ op\acute{e}}}{2} = \frac{46}{2} = 23 \; cm$$

$$c = \frac{}{2} \quad e = 0.35 \quad 0.019 = 0.331 \; m$$

Puis on calcul :

$$= \quad 3 \; c^2 \quad 90 \; A_s \; \frac{c \quad d}{} + 90 \; A_s \; \frac{d \quad c}{}$$

$$q = \quad 2 \; c \quad 90 \; A_s \; \frac{c \quad d \;^2}{} \quad 90 \; A_s \; \frac{d \quad c \;^2}{}$$

$$= \quad 3 \quad 0.331 \quad 90 \quad 23 \quad 10^{\;4} \quad \frac{0.331 \quad 0.025}{0.70} \quad \frac{0.675 \quad 0.331}{0.70}$$

$$q = \quad 2 \quad 0.331 \quad 90 \quad 23 \quad 10^{\;4} \quad \frac{0.675 \quad 0.331}{0.70} + \frac{0.331 \quad 0.025}{0.70}$$

$$\begin{cases} \text{p} = \quad 0.34 \\ \text{q} = \quad 0.132 \end{cases}$$

Après il faut résoudre l'équation : $\quad + \quad + q = 0$

$$0.34 \qquad 0.132 = 0$$

$$\Delta = \text{q}^2 + \frac{4 \text{ p}}{27} = \quad 0.132 \quad + \frac{4 \quad 0.34}{27} = 0.034 \quad 0$$

$$t = 0.5 \; \sqrt{\Delta} \quad q \;\; = 0.5 \; \sqrt{0.034} + 0.132 \;\; = 0.158$$

$$u = \sqrt{t} = \sqrt{0.158} = 0.540$$

$$= u \quad \frac{}{3u} = 0.54 \quad \frac{0.34}{3 \quad 0.54} = 0.75$$

Et après cela on calcul la valeur de $_{ser}$ qui est la distance entre le centre de pression et l'axe de la fibre la plus comprimé (supérieure) :

$$_{ser} = \quad + c = 0.75 + 0.331 = 1.081 \; m$$

Et en suite on calcul l'inertie de la section homogène réduite :

$$= \frac{_{ser}}{3} + 15 \;\; A_s \;\; d \qquad _{ser} \quad + A_s \quad _{ser} \quad d \;^2$$

$$= \frac{0.70 \quad 1.081}{3} + 15 \quad 23 \quad 10^{\;4} \qquad 0.675 \quad 1.081 \quad + \quad 1.081 \quad 0.025$$

$$= 0.334 \; m^4$$

Et en fin :

$$_{bc} = \frac{N_{ser}}{} \quad _{ser} \qquad _{bc} = \frac{0.75 \quad 1924.91 \quad 10}{0.334} \quad 1.081 = 4.67 \; MPa$$

$$_{s} = 15 \frac{N_{ser}}{} \quad d \qquad _{ser} \qquad _{s} = 15 \;\; \frac{0.75 \quad 1924.91 \quad 10}{0.334} \quad 0.675 \quad 1.081 \quad = \quad 26.32 \text{ MPa}$$

On voit bien que la contrainte dans l'acier est négative ce qui signifie que cette section est entièrement comprimée et non pas partiellement comprimé.

Et ce calcul a été fait précédemment.

V.2 Ferraillage des poutres

Introduction

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

V.2.1 Combinaisons de calcul

Pour les poutres le calcul se mènera suivants différentes combinaisons et ce :

- ✓ Selon le CBA93 :
  - ➢ ***E.L.U :*** $.35 + .5$
  - ➢ ***E.L.S :*** $+$
- ✓ Selon le RPA99v2003 :
  - ➢ $+$
  - ➢ 0.8

V.2.2 Conditions de ferraillage

Le ferraillage adopté doit respecter les pourcentages extrêmes d'acier prescrits par le R.P.A.99v2003.

Armatures longitudinales (article 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_{s\,mi} = 0{,}5\% \quad x = 0{,}005 \quad 30 \quad 45 = 6.75\ cm$$
$$A_{s\,mi} = 0{,}5\% \quad x = 0{,}005 \quad 30 \quad 40 = 6.00\ cm$$
$$A_{s\,mi} = 0{,}5\% \quad x = 0{,}005 \quad 30 \quad 35 = 5.2\ cm$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- Poutres de section 30 45

4% en zone courante $A_s^{max} = 0{,}04 \quad 30 \quad 45 = 54\ cm$
6% en zone de recouvrement $A_s^{max} = 0{,}06 \quad 30 \quad 45 = 81\ cm$

- Poutres de section 30 40

4% en zone courante $A_s^{max} = 0{,}04 \quad 30 \quad 40 = 48\ cm$
6% en zone de recouvrement $A_s^{max} = 0{,}06 \quad 30 \quad 40 = 72\ cm$

- Poutres de section 30 35

4% en zone courante $A_s^{max} = 0{,}04 \quad 30 \quad 35 = 80\ cm$
6% en zone de recouvrement $A_s^{max} = 0{,}06 \quad 30 \quad 35 = 63\ cm$

- **Armatures transversales (Article 7.5.2.2.)**

La quantité d'armatures transversales minimales est de :

$$A \quad = 0{,}003 \quad S \quad b$$

- s : est l'espacement entre deux cours d'armatures transversales.
- : Largeur de la section transversale de la poutre.

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

$$\text{zone nodale} \quad s \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\right.$$

$$\text{Hors zone nodale} \qquad s \leq \frac{h}{2}$$

: La valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé

- **Ferraillage minimale**

- **Condition de non fragilité**

La section d'acier longitudinale ne doit pas être inférieure à la valeur suivante :

$$A_{s\,mi} \quad = max\left\{0{,}23 \quad d\frac{t}{e}; \frac{d}{1000}\right.$$

- Poutres de section 30 45

$$A_{s\,mi} \quad = max\left\{0{,}23 \quad 30 \quad 42 \quad \frac{2{,}1}{400}; \frac{30 \quad 45}{1000}\right. \quad = 1{,}52cm$$

- Poutres de section 30 40

$$A_{s\,mi} \quad = max\left\{0{,}23 \quad 30 \quad 37 \quad \frac{2{,}1}{400}; \frac{30 \quad 40}{1000}\right. \quad = 1{,}34\ cm$$

- Poutres de section 30 35

$$A_{s\,mi} \quad = max\left\{0{,}23 \quad 30 \quad 32 \quad \frac{2{,}1}{400}; \frac{30 \quad 35}{1000}\right. \quad = 1.15\ cm$$

- **Disposition constructives**

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

- Le diamètre minimum est de $12\,mm$.
- La longueur minimale des recouvrements est de $\mathbf{50}$ en zone .

Les sollicitations :

Tab .V.20 Sollicitations des poutres principales 30x45

sollicitations des poutres principales 30x45						
étages	*travée*		*appuis*			
	M_{el}	M_{els}	combinaison	M_{acc}	M_{el}	M_{els}
Sous- sol	71.75	52.57	G+Q+Ex	88.78	108.75	77.58
RDC	55.06	39.52	G+Q+Ex	122.08	34.55	24.99
1er niveau	78.32	55.22	G+Q+Ex	142.75	60.37	43.81
2ème niveau	48.17	34.91	G+Q+Ex	161.84	64.88	47.07
3ème niveau	48.27	34.99	G+Q+Ex	182.02	75.77	54.98
4ème niveau	49.39	35.81	G+Q+Ex	187.53	81.87	59.41
5ème niveau	50.58	36.97	G+Q+Ey	194.13	90.93	65.97
6ème niveau	60.67	44.00	G+Q+Ey	204.24	101.65	73.76
7ème niveau	60.41	43.82	G+Q+Ey	199.50	105.29	76.40
8ème niveau	58.53	42.45	G+Q+Ey	191.50	107.92	78.32
9ème niveau	67.62	49.13	G+Q+Ey	194.36	116.93	84.86
10ème niveau	62.28	45.18	G+Q+Ey	183.85	117.06	84.96
11ème niveau	61.30	44.54	G+Q+Ey	171.23	115.93	84.15
12ème niveau	61.10	44.42	G+Q+Ey	171.02	121.79	88.40
13ème niveau	66.48	48.36	G+Q+Ey	129.60	91.86	66.68

Tab .V.21 Sollicitations des poutres secondaires 30x40

sollicitations des poutres secondaires 30x40						
étages	*travée*		*appuis*			
	M_{el}	M_{els}	combinaison	M_{acc}	M_{el}	M_{els}
Sous- sol	51.48	36.70	G+Q+Ex	83.18	21.24	15.64
esRDC	6.20	4.42	G+Q+Ex	41.37	6.60	4.80
1er niveau	10.63	7.46	G+Q+Ex	40.73	9.49	6.90
2ème niveau	16.12	11.54	G+Q+Ex	55.82	37.78	27.05
3ème niveau	16.49	11.81	G+Q+Ex	60.44	42.02	30.08
4ème niveau	17.29	12.38	G+Q+Ex	60.13	43.19	30.98
5ème niveau	18.32	13.12	G+Q+Ex	58.54	44.05	31.52
6ème niveau	19.75	14.13	G+Q+Ex	61.10	47.39	33.91
7ème niveau	20.95	14.99	G+Q+Ex	57.45	46.50	33.27
8ème niveau	22.21	15.88	G+Q+Ex	52.46	44.59	31.89
9ème niveau	23.57	16.85	G+Q+Ex	53.27	46.77	33.45
10ème niveau	24.21	17.32	G+Q+Ey	47.05	43.91	31.40
11ème niveau	24.78	17.72	G+Q+Ey	48.59	37.84	27.47
12ème niveau	25.47	18.21	G+Q+Ey	49.97	40.00	29.04
13ème niveau	25.81	18.48	G+Q+Ey	58.50	47.54	34.52

Tab .V.22 Sollicitations des poutres secondaires 30x35

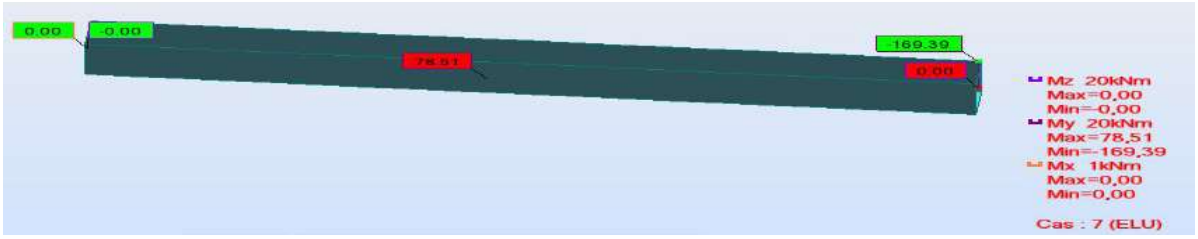
sollicitations des poutres secondaires 30x35						
étages	*travée*		*appuis*			
	M_{el}	M_{els}	combinaison	M_{acc}	M_{el}	M_{els}
Sous- sol	21.98	15.68	G+Q+Ex	68.84	14.88	10.86
RDC	11.09	8.11	G+Q+Ex	43.03	17.54	12.89
1er niveau	16.84	12.32	G+Q+Ex	45.10	19.48	14.15
2ème niveau	10.56	7.63	G+Q+Ex	49.59	22.87	16.61
3ème niveau	14.26	10.30	G+Q+Ex	54.00	26.85	19.50
4ème niveau	15.33	11.09	G+Q+Ex	53.83	28.72	20.86
5ème niveau	15.74	11.38	G+Q+Ex	52.50	30.33	22.20
6ème niveau	18.92	13.69	G+Q+Ex	55.11	33.75	24.50
7ème niveau	17.81	12.89	G+Q+Ex	51.82	34.04	24.71
8ème niveau	15.65	11.33	G+Q+Ey	47.40	33.73	24.49
9ème niveau	17.96	13.00	G+Q+Ey	48.87	36.66	26.62
10ème niveau	14.64	10.60	G+Q+Ey	44.17	35.21	25.57
11ème niveau	13.34	9.67	G+Q+Ey	38.62	32.99	23.96
12ème niveau	13.99	10.14	G+Q+Ex	36.98	34.27	24.89
13ème niveau	13.37	9.70	G+Q+Ex	45.52	38.82	28.18

V.2.3 Ferraillage longitudinal

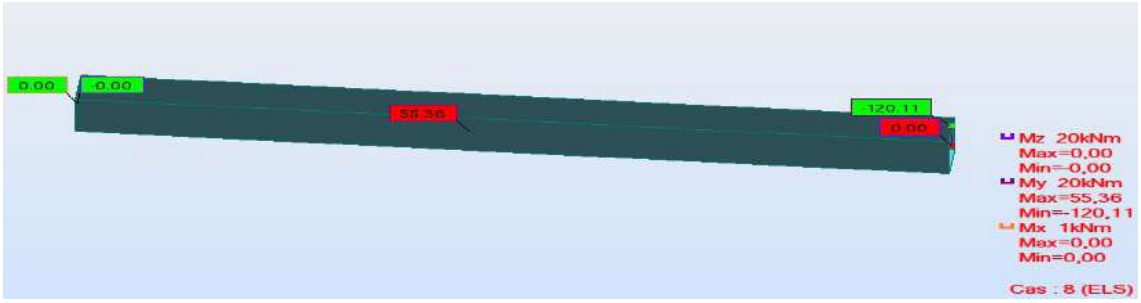
Ferraillage des travées

- **Exemple de calcul** $= 30\ cm\ ;\quad = 45\ cm\ ; d = 42\ cm\ ; d\ = 3\ cm$

Pour ferrailler les poutres de cette dimensions, on fait recourt à la plus sollicité, celle-ci se trouve au niveau du plancher du 2ème niveau c'est-à-dire à $+7.48$ et ayant une portée de $4.91\ m$



La barre la plus sollicitée n°2360 sous la combinaison d'ELU



La barre la plus sollicitée n°2360 sous la combinaison d'ELS

$$\begin{cases} \text{M} = 78.51\ \text{KN.m} & \text{sous la combinaison} \quad 1{,}35\text{G} + 1{,}5\text{Q} \\ \text{M} = 55.36\ \text{KN.m} & \text{sous la combinaison} \quad \text{G} + \text{Q} \end{cases}$$ Barre n°2360

$$= \frac{Mu}{Ms} = \frac{78.51}{55.36} = 1.41$$

$$_{l} = 0.341 \quad 1.41 \quad 0.1776 = 0.303$$

$$_{b} = \frac{M}{d \quad _{b}} = \frac{0.07851}{0.3 \quad 0.42^{2} \quad 14.2} = 0{,}104 \qquad _{l}$$

donc section entierement comprimée $\quad A_s = 0$

$\alpha = 1{,}25 \quad 1 \quad \overline{1 \quad 2\mu} = 1.25 \quad 1 \quad \sqrt{1 \quad 2 \quad 0.104} = 0{,}150 \quad 0{,}259 \Rightarrow$ Donc pivot A.

$$_{s} = \ _{s} = 348MPa$$

$$_{b} = d \ \ 1 \quad 0{,}4\alpha = 0{,}42 \ \ 1 \quad 0{,}4 \quad 0{,}150 = 0{,}39m$$

$$A_s = \frac{M}{_{b} \quad _{s}} = \frac{78.51 \quad 10}{0.39 \quad 348} = 0.000578\ m = 5.78\ cm$$

On adopte le ferraillage suivant : **6** avec : $\boldsymbol{A} = \mathbf{6}. \quad \mathbf{8}\boldsymbol{c}\ ^{2}$.

- ***Ferraillage minimale***

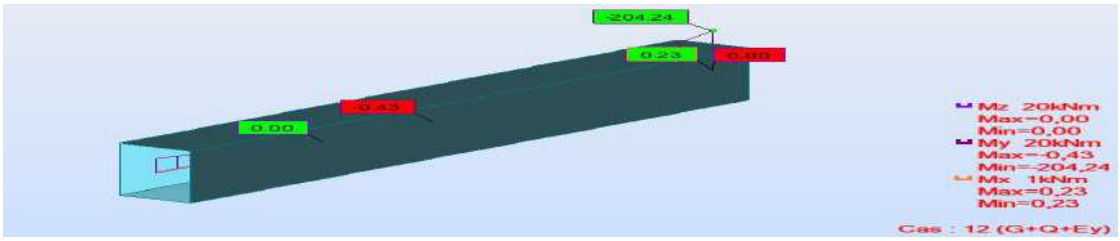
$$A_{s\,mi} = max\ A_{s\,mi}\ ; A_{s\,mi}$$

$A_{s\,mi} = max\ 6{,}75\ ;\ 1{,}52 = 6{,}75cm$ $A_s^{a\ opée} = 7.70\ cm$ ***co itio é ifié***

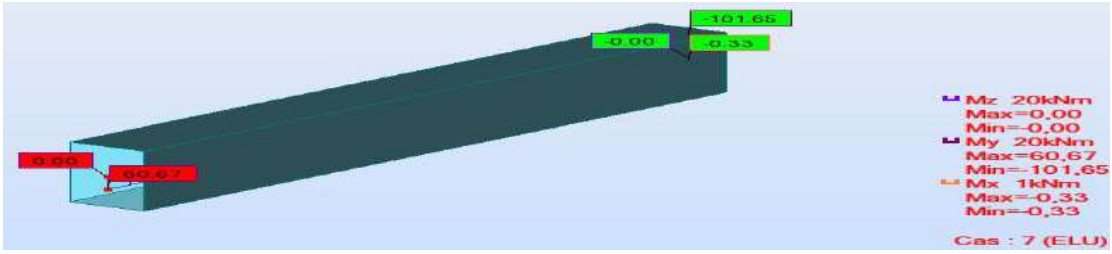
Ferraillage des appuis

- ***Exemple de calcul***

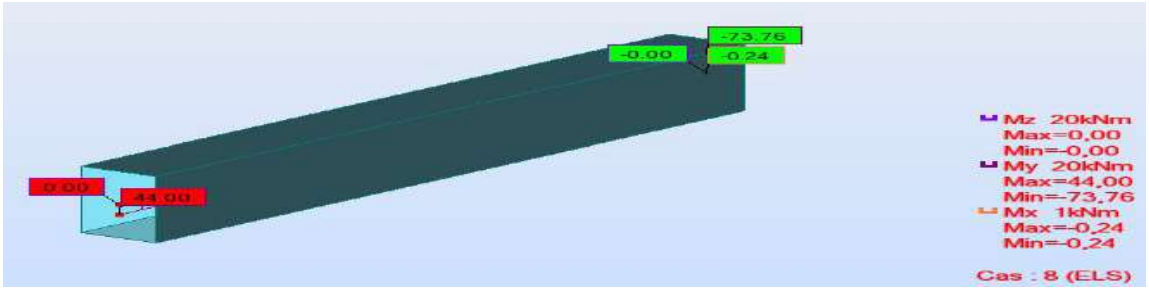
Le ferraillage se mènera sur les poutres de mêmes sections 30 45 sauf que cette fois ci, le moment max en travée ce n'est pas la même poutre, car celle-ci se trouve au 6ème étage ou $+23.68\ m$ et ayant une portée de 3 m barre n°4595.



La barre la plus sollicitée n°4595 sous la combinaison accidentelle



La barre la plus sollicitée n°4595 sous la combinaison d'ELU



La barre la plus sollicitée n°4595 sous la combinaison d'ELS

$M = 204.24\ KN.m$ $sous\ la\ com\ \ inaison\ G + Q +$
$M = 101.65\ KN.m$ $sous\ la\ com\ \ inaison\ 1.35G + 1.5Q$
$M_{ser} = 73.76\ KN.m$ $sous\ la\ com\ \ inaison\ G + Q$

$$= \frac{M}{M_{ser}} = \frac{101.65}{73.76} = 1.378$$

$_l = 0.341$ $0.1776 = 0.292$

$_b = \frac{M}{d\ \ _b} = \frac{0.20424}{0.3\ \ 0.42^2\ \ 18.47} = 0{,}208$ $_l$ donc section entierement comprimée A_s $= 0$

$\alpha = 1.25\ 1 \quad \sqrt{1 \quad 2 \quad 0.208} = 0{,}30 \quad 0{,}259 \Rightarrow$ Donc pivot B.

$$_s = \frac{1 \quad \alpha}{\alpha} \quad 0.0035 = \frac{1 \quad 0.30}{0.30} \quad 0.0035 = 0.00816$$

$$_{se} = \frac{_s}{E} = \frac{400}{2 \quad 10} = 0.002$$

$$_s = \ _s \ = 400\ MPa$$

$$_b = d\ 1 \quad 0{,}4\alpha \ = 0{,}42\ 1 \quad 0{,}4 \quad 0{,}30 \ = 0{,}36m$$

$$A_s = \frac{M}{_b \quad _s} = \frac{204.24 \quad 10}{0.36 \quad 400} = 0.001418\ m \ = \ \mathbf{4 \quad 8}c^{\ 2}$$

Donc on adopte $\mathbf{3 \quad 6\ t5 \quad 6}$ avec $\boldsymbol{A} = \mathbf{6 \quad 3}c^{\ 2}$

- ***Ferraillage minimale***

$$A_{s\,mi} \ = max\ A_{s\,mi}\ ; A_{s\,mi}$$

$A_{s\,mi} \ = max\ 1{,}52\ ;\ 6{,}75 \ = 6{,}75cm \quad A_s^{a\ \ opée} = 15.46cm^2$ ***co itio é ifé***

Et ainsi on présente dans les tableaux (tab.51), (tab.52) et (tab.53) suivants un récapitulatif pour toutes les poutres avec leurs ferraillages.

Les résultats du ferraillage seront récapitulés dans les tableaux (V.22 V.23 V.24), suivants :

Tab .V.23 Ferraillage des poutres principales 30x45

ferraillage des poutres principales 30*45						
étages	position	M	$A_{s\ calc}$	$A_{s\ mi}$	ferraillage	$A_s\ ado$ é
Sous- sol	Appui+	71.75	5.18	6.75	4 T 14	6.15
	Travée	64.3	4.61		3T14	4.62
	Appui -	108.75	8.10		6T14	9.23
RDC	Appui+	10.35	0.75	6.75	3T12	3.39
	Travée	55.06	3.92		4T12	4.62
	Appui -	131.23	9.98		3T14+3T16	10.65
1er niveau	Appui+	11	0.76	6.75	3T12	3.39
	travée	78.32	5.69		6T12	6.78
	Appui -	170. 80	13.52		3T14+5T14	13.85
2ème niveau	Appui+	30.84	2.16	6.75	3T12	3.39
	travée	48.16	3.41		4T12	4.52
	Appui -	161.8	12.69		3T14+5T14	13.85
3ème niveau	Appui+	41.55	2.83	6.75	3T12	3.39
	travée	48.24	3.42		4T12	4.52
	Appui -	183.47	14.73		3T16+5T16	16.13

4ème niveau	**Appui+**	**12**	**0.83**	**6.75**	**3T12**	**3.39**
	travée	49.39	3.5		4T12	4.52
	Appui-	190.79	15.45		3T16+5T16	16.13
5ème niveau	Appui+	11. 38	0.79	6.75	3T12	3.39
	travée	50.58	3.59		4T12	4.52
	Appui-	194.13	15.79		3T16+5T16	16.13
6ème niveau	Appui+	11.76	0.81	6.75	3T12	3.39
	travée	60.67	4.34		4T12	4.52
	Appui-	204.24	16.81		3T20+5T14	17.12
7ème niveau	Appui+	60.41	4.32	6.75	4T12	4.52
	travée	52.75	3.75		4T12	4.52
	Appui-	199.50	16.33		3T20+5T14	17.12
8ème niveau	Appui+	58.53	4.18	6.75	4T12	4.52
	travée	49.78	3.53		4T12	4.52
	Appui-	191.50	15.52		3T16+5T16	16.13
9ème niveau	Appui+	67.72	4.87	6.75	5T12	5.65
	travée	50.03	3.55		4T12	4.52
	Appui-	194.36	15.81		3T16+5T16	16.13
10ème niveau	Appui+	62.28	4.46	6.75	4T12	4.52
	travée	53.19	3.78		4T12	4.52
	Appui-	183.85	14.77		3T16+5T16	16.13
11ème niveau	Appui+	61.25	4.39	6.75	4T12	4.52
	travée	61.27	4.39		4T12	4.52
	Appui-	171.23	13.57		3T14+5T14	13.85
12ème niveau	Appui+	61.10	4.37	6.75	4T12	4.52
	travée	61.15	4.38		4T12	4.52
	Appui-	171.02	13.55		3T14+5T14	13.85
13ème niveau	Appui+	66.48	4.78	6.75	5T12	5.65
	travée	66.48	4.78		5T12	5.65
	Appui-	129.90	9.87		3T16+3T14	10.65

Tab .V.24 : Ferraillage des poutres secondaire de section 30x40

ferraillage des poutres secondaire 30*40						
étages	position	M	$A_{s\ calc}$	$A_{s\ mi}$	ferraillage	$A_s\ ado$ é
Sous- sol	Appui+	9.19	0.72	6	3T14+3T12	7.65
	Travée	51.48	4.20		3T12	3.39
	Appui-	88.86	7.55		3T14+3T12	7.65
RDC	Appui+	4.16	0.32	6	3T12	3.39
	Travée	6.20	0.48		3T12	3.39
	Appui-	41.37	3.34		3T12	3.39
1er niveau	Appui+	5.88	0.46	6	3T12	3.39
	Travée	8.89	0.70		3T12	3.39
	Appui-	40.73	3.29		3T12	3.39
2ème niveau	Appui+	16.12	1.27	6	3 T14	4.62
	Travée	15.12	1.19		3 T14	4.62
	Appui-	55.82	4.58		3 T14	4.62
3ème niveau	Appui+	11.63	0.91	6	3 T12+2T14	6.47
	Travée	16.94	1.34		3 T12	3.39
	Appui-	60.44	4.98		3 T12+2T14	6.47
4ème niveau	Appui+	17.29	1.36	6	3 T12+2T14	6.47
	Travée	17.29	1.36		3 T12	3.39
	Appui-	60.13	4.95		3 T12+2T14	6.47
5ème niveau	Appui+	12.53	0.98	6	3 T12+1T14	4.93
	Travée	18.23	1.44		3 T12	3.39
	Appui-	58.54	4.81		3 T12+1T14	4.93
6ème niveau	Appui+	12.95	1.02	6	3 T12+1T14	4.93
	Travée	19.75	1.56		3 T12	3.39
	Appui-	61.10	5.04		3 T12+1T14	4.93
7ème niveau	Appui+	14.10	1.11	6	3 T12+1T14	4.93
	Travée	20.95	1.66		3 T12	3.39
	Appui-	57.45	4.72		3 T12+1T14	4.93
8ème niveau	Appui+	15.22	1.20	6	4T12	4.52
	Travée	22.21	1.76		3 T12	3.39
	Appui-	52.46	4.29		4T12	4.52
9ème niveau	Appui+	15.53	1.22	6	4T12	4.52
	Travée	23.57	1.87		3 T12	3.39
	Appui-	53.25	4.35		4T12	4.52

10ème niveau	**Appui+**	**16.08**	**1.27**	**6**	**4T12**	**4.52**
	Travée	24.21	1.92		3 T12	3.39
	Appui-	47.45	3.86		4T12	4.52
11ème niveau	Appui+	16.90	1.33	6	4T12	4.52
	Travée	24.78	1.97		3 T12	3.39
	Appui-	48.59	3.95		4T12	4.52
12ème niveau	Appui+	17.23	1.36	6	4T12	4.52
	Travée	25.47	2.03		3 T12	3.39
	Appui-	49.97	4.07		4T12	4.52
13ème niveau	Appui+	18.73	1.48	6	3 T14+1T12	5.22
	Travée	25.81	2.05		3 T14	4.62
	Appui-	58.50	4.81		3 T14+1T12	5.22

Tab.V.25 : Ferraillage des poutres secondaires 30x35

ferraillage des poutres secondaires 30*35						
étages	position	M	$A_{s\ calc}$	$A_{s\ mi}$	ferraillage	$A_s\ ado$ é
Sous- sol	Appui+	8.09	0.73	5.25	3T14+2T12	6.88
	Travée	21.98	2.03		3T14	6.88
	Appui-	68.84	6.79		3T14+2T12	6.88
RDC	Appui+	11.09	1.01	5.25	5T12	5.66
	Travée	9.26	0.84		3T12	3.39
	Appui-	43.03	4.09		5 T12	5.66
1er niveau	Appui+	16.84	1.54	5.25	5T12	5.66
	Travée	1.97	0.18		3T12	3.39
	Appui-	45.10	4.29		5 T12	5.66
2ème niveau	Appui+	10.56	0.96	5.25	5 T12	5.66
	Travée	7.13	0.65		3T12	3.39
	Appui-	49.59	4.75		5 T12	5.66
3ème niveau	Appui+	14.26	1.30	5.25	5 T12	5.66
	Travée	3.70	0.33		3T12	3.39
	Appui-	54.00	5.21		5 T12	5.66
4ème niveau	Appui+	15.33	1.40	5.25	5 T12	5.66
	Travée	3.79	0.34		3T12	3.39
	Appui-	53.83	5.19		5 T12	5.66
5ème niveau	Appui+	15.74	1.44	5.25	5 T12	5.66
	Travée	4.05	0.37		3T12	3.39
	Appui-	52.50	5.05		5 T12	5.66

6ème niveau	**Appui+**	**18.92**	**1.74**	**5.25**	**5 T12**	**5.66**
	Travée	4.70	0.42		3T12	3.39
	Appui-	55.11	5.32		5 T12	5.66
7ème niveau	Appui+	17.81	1.64	5.25	5 T12	5.66
	Travée	5.06	0.46		3T12	3.39
	Appui-	51.82	4.98		5 T12	5.66
8ème niveau	Appui+	15.65	1.43	5.25	5 T12	5.66
	Travée	5.58	0.50		3T12	3.39
	Appui-	47.40	4.53		5 T12	5.66
9ème niveau	Appui+	17.96	1.65	5.25	5 T12	5.66
	Travée	6.22	0.65		3T12	3.39
	Appui-	48.87	4.68		5 T12	5.66
10ème niveau	Appui+	14.64	1.34	5.25	4 T12	4.52
	Travée	6.50	0.59		3T12	3.39
	Appui-	44.17	4.20		4 T12	4.52
11ème niveau	Appui+	15.00	1.37	5.25	4 T12	4.52
	Travée	6.75	0.61		3T12	3.39
	Appui-	38.62	3.64		4 T12	4.52
12ème niveau	Appui+	14.94	1.37	5.25	4 T12	4.52
	Travée	7.21	0.65		3T12	3.39
	Appui-	39.27	3.71		4 T12	4.52
13ème niveau	Appui+	15.53	1.42	5.25	4T12	4.52
	Travée	6.72	0.61		3T12	3.39
	Appui-	45.52	4.34		4 T12	4.52

V.2.4 Armatures transversales

. Poutres principales 30*45

A = 0,003 S b = 0,003 30 45 30

Donc A = 1.21 cm^2

. Poutres secondaires 30*40

A = 0,003 S b = 0,003 30 40 30

Donc A = 1.08 cm^2

. Poutres secondaires 30*35

A = 0,003 S b = 0,003 30 35 30

Donc A = 0.94 cm^2

V.2.4.1 L'espacement maximum transversalement

zone nodale $s \leq \min\left(\frac{}{4}; 12\right)$ Avec = 12 mm

Hors zone nodale $s \leq -$

- ***Espacement PP 30*45 :***

zone nodale $s \leq \min\left(\frac{}{4}; 12\right) = \min\left(\frac{4}{4}; 12\right) = 11.25$ cm

Hors zone nodale $s \leq -$

$s \leq 22.5$ cm

- ***Espacement PS 30*40 :***

zone nodale $s \leq \min\left(\frac{}{4}; 12\right) = \min\left(\frac{4}{4}; 12\right) = 10$ cm

Hors zone nodale $s \leq -$

$s \leq 20$ cm

- ***Espacement PS 30*35 :***

zone nodale $s \leq \min\left(\frac{}{4}; 12\right) = \min\left(\frac{}{4}; 12\right) = 8.75$ cm

Hors zone nodale $s \leq -$

$s \leq 17.5$ cm

V.3 Ferraillage des voiles

Introduction

Une fois les efforts causé par le séisme revenant aux voiles trouvés (à l'aide du logiciel ***ROBOT***) on doit calculer leurs ferraillages.

Dans notre projet, même si le contreventement est assuré par noyau mais ce dernier est constitué de plusieurs voiles, dont il existe 2 types, les voiles pleins et ceux avec ouverture, pour ferrailler ces derniers on donne un exemple de calcul pour chaque type, les ouvertures des voiles ont toutes été prises égales pour avoir le même comportement de tous les voiles.

Cependant ces voiles seront calculés en flexion composée car ces derniers subissent des efforts normaux centrés, des efforts normaux horizontaux par rapport à leurs plans, et des moments fléchissant.

V.3.1 Exigences réglementaires

V.3.1.1 Les armatures verticales

Suivant l'article ***7.7.4.1*** du règlement parasismique algérien ***RPA99v2003,*** le ferraillage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le ***RPA99*** et décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile (L/10), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm (st 15cm).

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

V.3.1.2 Les armatures horizontales

Suivant le règlement en vigueur, article ***7.7.4.***2 Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

V.3.1.3 Règles communes

Selon le même règlement article ***7.7.4.3*** il faut que :

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile 0,15 %
  - En zone courante 0,10 %
- ✓ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :
  - $S \leq 1{,}5\ a$
  - $S \leq 30cm$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 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'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - 40 pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
  - 20 pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.3.2 Méthodes de calcul des voiles

Comme mentionné précédemment on a deux types de voiles, ceux qui sont pleins et ceux qui sont creux ou avec ouverture. Affin d'illustrer la position des voiles avec ouverture et ceux pleins, on donne la figure V.6 suivante :

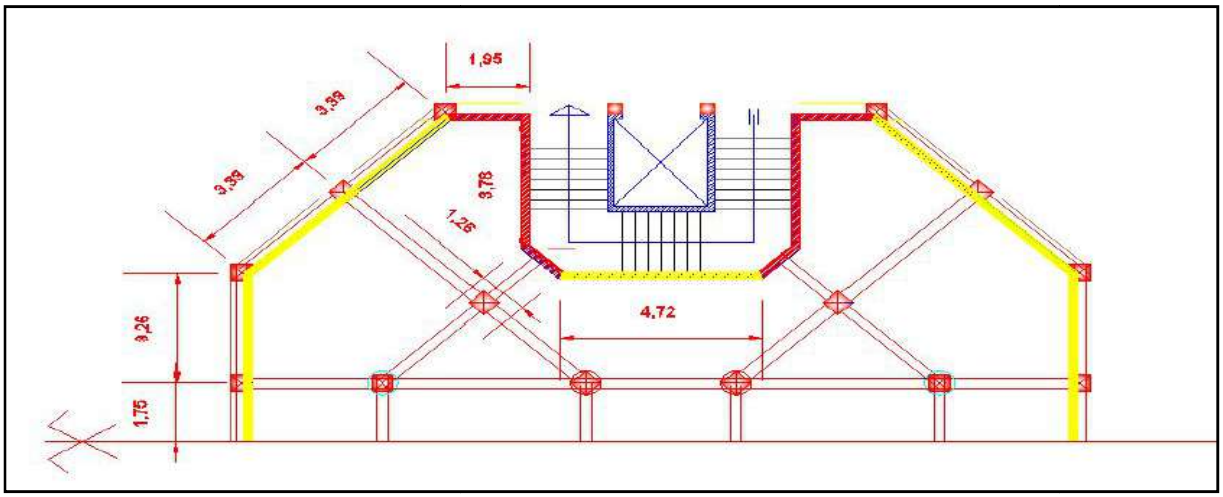


Fig.V.6 : Présentation de la partie supérieure des voiles

On voit ci-dessus la forme de notre noyau, on distingue deux couleurs, jaune et rouge, la couleur jaune montre la position des voiles possédant des ouvertures, tandis que la couleur rouge montre les voiles qui n'ont pas d'ouverture, soit plein sur toute la hauteur du bâtiment.

V.3.2.1 Voiles avec ouvertures

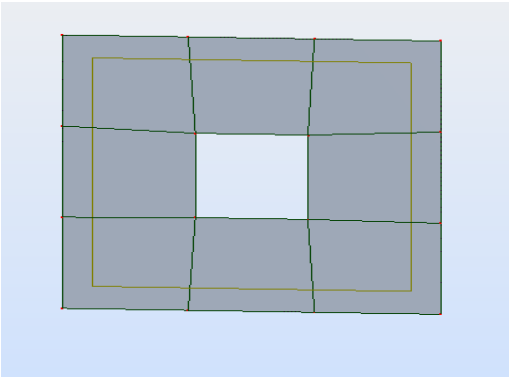


Fig .V.7: Voile avec ouverture (fenetre)

On prend comme exemple ce voile premièrement on commence par la détermination des caractéristiques géométriques puis on calcul α pour savoir le cas qu'on a.

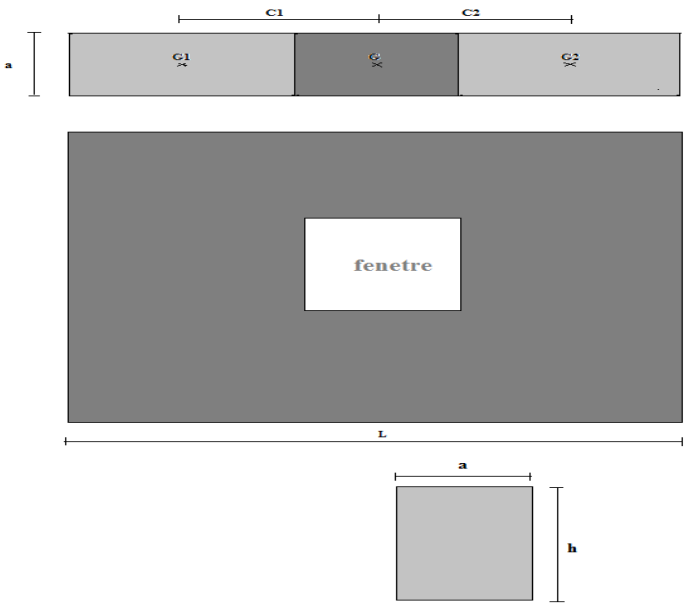


Fig.V.8 : Les caractéristiques géométriques du voiles avec fenetre

Ce dernier est de numéro n° = 2626 situé au niveau du R.D.C contient une ouverture (fenetre) de dimension 1m * 1m

Avec les données suivantes : a = 25 cm ;H = 3.74 m ; L = 3.5 m

- **Linteau :**

$B' = a \times h = 250 \times 1640 = 410000\ mm^2$

$i = \frac{a}{1} = 9.19 \times 10^{10}\ mm^4$

- **Trumeau :**

$B_1 = B_2 = a \times b_1 = 312500\ mm^2$

$I_0 = I_1 + I_2$ avec : $I_1 = I_2 = \frac{ab}{1} = \frac{1}{1} = 4.07 \times 10^{10}\ mm^4$

$I_0 = I_1 + I_2 = 8.13 \times 10^{10}\ mm^4$

$I = I_1 + I_2 + B_1c_1^2 + B_2c_2^2 = 8.13 \times 10^{10} + 2 \times (250 \times 1250 \times 1125^2)$

$= 8.72 \times 10^{11}\ mm^4$

(le moment d'inertie de la section composée de B_1+B_2 par rapport à G)

- **Les étapes de calcul**

On détermine la valeur de α :

$\alpha = w \times H_0$ avec H_0 la hauteur totale

$m = \frac{c}{\quad} = \frac{\quad}{\quad} \quad m = 351\ mm$

$w^2 = \frac{i \quad c}{m\ a} \rightarrow w = 12.7$

donc :

α = 12.7 x 3.74 = 47.62 > 10 le linteau est très rigide ,l'ouverture est très petite ce qui implique que le voile est considéré comme étant plein .

V.3.2.1 Voiles pleins

Pour le calcul de ces voiles, on choisit le plus sollicité parmi ceux là. Tandis que les voiles contentant des ouvertures seront directement ferrailler par le logiciel ***ROBOT.***

Le voile en question se trouve au RDC, c'est le voile montré dans la figure. V.9 suivante avec la couleur rouge:

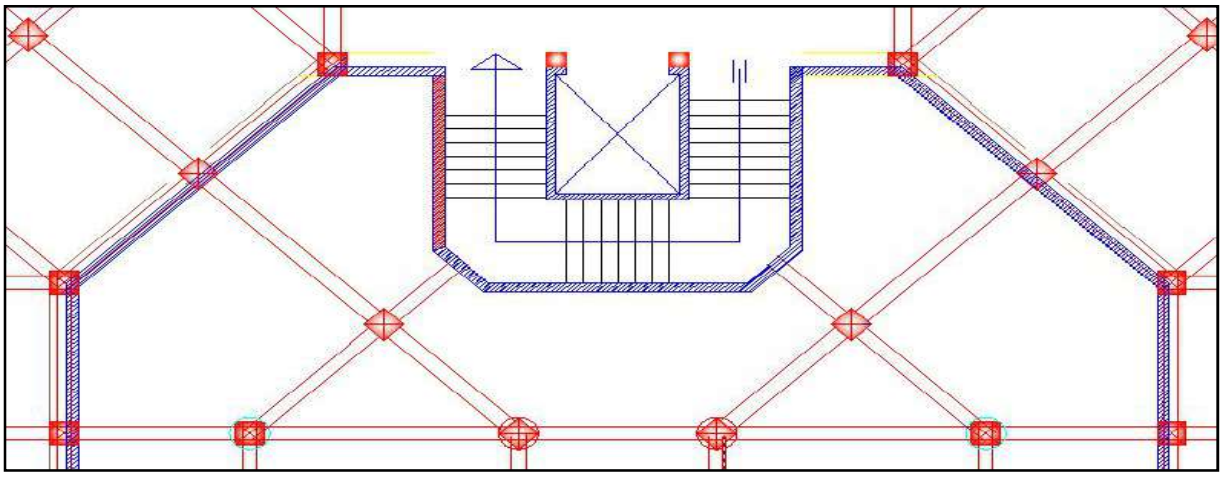


Fig.V.9 : Position des voiles avec ouvertures en bleu et ceux plein en rouge

On calcul le ferraillage des voiles à la flexion composé qui été bien expliquée précédemment dans le calcule des poteaux.

- *Calcul de la longueur de flambement*

Voile de sous sol ;RDC ;1^{ier} niv

Suivant le cas, le flambement diffère des conditions à d'autres et comme tous nos voiles n'ont qu'un seul plancher d'un seul coté donc

$$\frac{L}{L} = 0.85 \qquad L = L \quad 0.85 = 0.85 \quad 3.74 = 3.179\,m$$

- *Calcul de l'élancement :* $\lambda = \frac{\sqrt{1}}{} = \frac{.1 \quad \sqrt{1}}{1. \quad 4} = 8.88$
- *Calcul de l'excentricité :* $e = — = \frac{4,}{6 \quad ,} = 6.12x10 \quad m$
- Vérification de la condition de flambement : $\lambda \leq Max \quad 50\,; min \quad 67\frac{e}{—}\,; 100$

Donc : $\lambda = 8.88 \quad Max \quad 50\,; min \quad 67\frac{6.1 \quad x1}{1. \quad 4}\,; 100 \quad = 50$ **co itio** é **ifi**

La vérification vis-à-vis du flambement faite, donc on abouti a ce que le voile ne flambe pas.

- *Voile d'étage courant*

Suivant le cas, le flambement diffère des conditions à d'autres et comme tous nos voiles ayant encastrés au plancher pour les deux coté donc

$$\frac{L}{L} = 0.80 \quad L = L \quad 0.80 = 0.80 \quad 3.24 = 2.592\ m$$

- *Calcul de l'élancement :* $\lambda = \frac{\sqrt{1}}{} = \frac{\sqrt{1}}{1.\ 4} = 7.24$
- *Calcul de l'excentricité :* $e = — = \frac{641}{1\ \ ,\ 6} = 0.053\ m$
- Vérification de la condition de flambement : $\lambda \leq Max\ 50\,; min\ 67\frac{e}{—}\,; 100$

Donc : $\lambda = 7.24 \quad Max\ 50\,; min\ 67\frac{\cdot}{1.\ 4}\,; 100 = 50$ ***co itio*** é ***ifé***

V.3.3 Calcule de ferraillage vertical

V.3.3.1 Ferraillage du noyau central

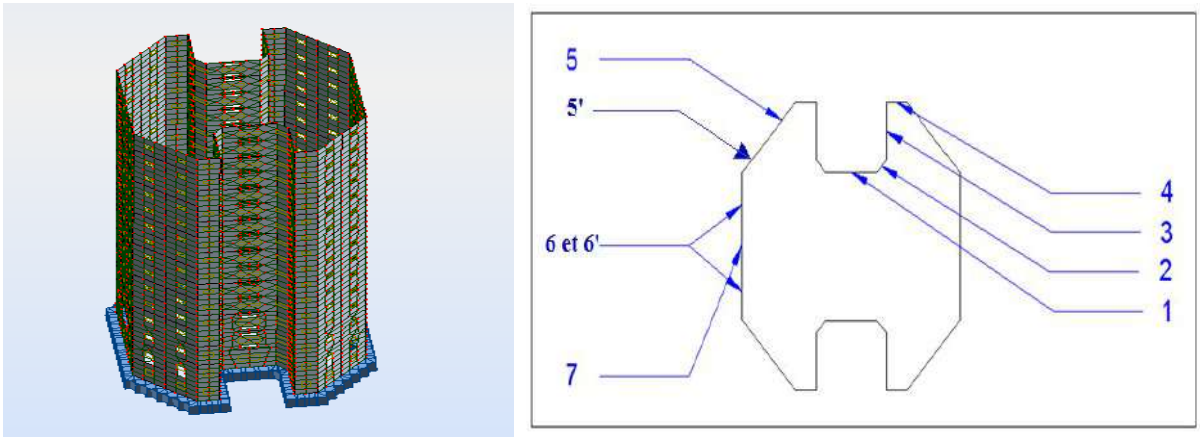


Fig.V.10 : Ferraillage du noyau central

Tab. V.26 : Dimensionnement des voiles du noyau central

numéro	voile	longueur	hauteur	type du voile
1	Sous-sol	4.55	3.74	plein
	RDC		3.74	avec ouverture
	1er niveau		3.74	avec ouverture
	étage courant		3.24	avec ouverture

2	Sous-sol	1.24	3.74	plein
	RDC		3.74	plein
	1er niveau		3.74	plein
	étage courant		3.24	plein
3	Sous-sol	3.85	3.74	plein
	RDC		3.74	plein
	1er niveau		3.74	plein
	étage courant		3.24	plein
4	Sous-sol	1.9	3.74	plein
	RDC		3.74	plein
	1er niveau		3.74	plein
	étage courant		3.24	plein
5 et 5’	Sous-sol	3.36	3.74	plein
	RDC		3.74	avec ouverture
	1er niveau		3.74	avec ouverture
	étage courant		3.24	avec ouverture
6 et 6’	Sous-sol	3.30	3.74	plein
	RDC		3.74	avec ouverture
	1er niveau		3.74	avec ouverture
	étage courant		3.24	avec ouverture
7	Sous-sol	3.50	3.74	plein
	RDC		3.74	avec ouverture
	1er niveau		3.74	avec ouverture
	étage courant		3.24	avec ouverture

Tab .V.27 : Ferraillage longitudinal des voiles du sous-sol

Ferraillage longitudinal des voiles du sous-sol								
Voiles du noyau central	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s *final* cm	A_s *RPA min* cm	*As Zone d'about* cm	*As Zone courante* cm	*es D* cm
Voile 1	-1855,68	523,03	-1188,58	26.3	17.06	8T25=39.27	16T25=69.14	22
	510,71	-1292,79	-5,14					
Voile 2	-431,92	26,55	-64,33	6	4.65	4T14=6.16	6T14=9.24	14
	25,50	-221,80	25,87					
Voile 3	-1438,80	665,47	-322,59	22.7	14.44	6T25=29.45	10T25=49.09	28
	656,38	-804,55	661,48					
Voile 4	-731,59	165,40	308,46	11.6	7.13	6T16=12.10	12T16=24.19	11
	164,87	-481,88	11,53					
Voile 5	-630,90	221,20	153,24	14.4	12.60	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	50,59	594,97	218,70					
Voile 5'	562,68	445,08	95,55	14.4	12.60	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	444,93	121,69	85,73					
Voile 6	771,26	346,01	-298,58	14.2	12.38	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	341,94	346,36	125,84					
Voile 6'	774,76	327,68	-261,27	14.2	12.38	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	327,68	774,76	171,87					
Voile 7	-1467,26	273,44	-130,52	20.5	13.13	10T25=49.09	20T25=98.18	10
	273,37	-1021,14	7,95					

Note : D =28 cm □ min [1.5a =37.5 ; 30cm] ……cv

$l \leq \frac{a}{1}$ =25 mm ……cv

Tab .V.28 : Ferraillage longitudinal des voiles du R.D.C

Ferraillage longitudinal des voiles du R.D.C								
Voiles du noyau central	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s *final* cm	A_s *RPA min* cm	*As Zone d'about* cm	*As Zone courante* cm	*es D* cm
Voile 1	-1565,40	1662,71	-71,50	29.6	17.06	8T25=39.27	16T25=69.14	22
	1643,71	-1112,47	208,42					
Voile 2	794,30	107,07	-30,95	6	4.65	4T14=6.16	6T14=9.24	14
	76,58	-227,28	105,62					
Voile 3	3216,07	3263,27	-350,96	25.3	14.44	6T25=29.45	10T25=49.09	28
	3260,95	2625,26	2979,86					
Voile 4	4197,25	483,51	-34,24	8.60	7.13	6T16=12.10	12T16=24.19	11
	354,51	-34,24	483,51					
Voile 5	3937,07	623,27	1208,48	14.4	12.60	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	107,07	1590,85	621,98					
Voile 5'	3630,15	649,04	1887,64	14.4	12.60	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	642,67	3253,42	418,19					
Voile 6	4475,87	702,82	579,46	14.2	12.38	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	700,18	4118,39	685,49					

Voile 6'	**4493,47**	**727,52**	**841,85**	**14.2**	**12.38**	**8T16=16.13**	**16T16=32.27**	**16**
	727,52	4493,47	536,94					
Voile 7	4477,87	1273,27	-1695,66	40.1	13.13	10T25=49.09	20T25=98.18	10
	32,64	-2408,86	1271,23					

Tab .V.29 : Ferraillage longitudinal des voiles du 1er niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 1er niveau								
Voiles du noyau central	N_{max} M_{corre} *(1)*	M_{max} N_{corre} *(2)*	N_{mi} M_{corre} *(3)*	A_s *final* *cm*	A_s *RPA min* *cm*	*As Zone d'about* *cm*	*As Zone courante* *cm*	*es* *D* cm
Voile 1	-1512,64	1293,22	-413,81	26.7	17.06	8T25=39.27	16T25=69.14	22
	1277,82	-1068,22	6,99					
Voile 2	-467,64	51,58	55,56	6	4.65	4T14=6.16	6T14=9.24	14
	50,87	-294,19	30,53					
Voile 3	2549,73	2052,62	-412,76	16.4	14.44	6T25=29.45	10T25=49.09	28
	2042,50	2010,99	1134,02					
Voile 4	2788,00	173,26	-316,70	9.8	7.13	6T16=12.10	12T16=24.19	11
	37,77	-583,46	170,67					
Voile 5	3426,03	317,60	956,38	14.4	12.60	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	317,60	3426,03	153,59					
Voile 5'	3272,05	317,53	1746,97	14.4	12.60	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	308,00	2893,29	173,87					
Voile 6	3761,54	319,31	104,46	14.2	12.38	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	317,53	3403,36	250,65					
Voile 6'	3696,73	262,90	183,34	14.2	12.38	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	259,69	543,19	260,89					
Voile 7	4486,41	283,72	-1109,97	16.1	13.13	10T16=20.17	22T16=44.36	12
	22,74	-1109,97	283,72					

Tab .V.30 : Ferraillage longitudinal des voiles du 2eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 2eme niveau								
Voiles du noyau central	N_{max} M_{corre} *(1)*	M_{max} N_{corre} *(2)*	N_{mi} M_{corre} *(3)*	A_s *final* *cm*	A_s *RPA min* *cm*	*As Zone d'about* *cm*	*As Zone courante* *cm*	*es* *D* cm
Voile 1	-1683,56	2092,69	-815,27	33.7	17.06	8T25=39.27	16T25=69.14	22
	2073,69	-1222,01	-15,37					
Voile 2	-282,41	36,25	-46,89	6	4.65	4T14=6.16	6T14=9.24	14
	35,29	-125,41	24,91					
Voile 3	2135,80	1368,91	-414,02	16.4	14.44	6T20=18.85	10T20=31.43	30
	1363,61	1643,85	504,18					
Voile 4	2227,17	139,51	-184,03	8.4	7.13	6T14=9.24	12T14=18.47	12
	81,29	-184,03	139,51					
Voile 5	2905,53	199,67	898,07	14.4	12.60	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	199,01	2531,99	168,29					
Voile 5'	2847,89	304,86	1453,47	14.4	12.60	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	295,76	2474,83	128,73					

Voile 6	**3505,20**	**281,20**	**65,62**	**14.2**	**12.38**	**8T16=16.13**	**16T16=32.27**	**16**
	276,57	3137,82	160,56					
Voile 6'	3466,93	232,18	101,19	14.2	12.38	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	232,18	3466,93	133,46					
Voile 7	3790,24	155,10	-1028,95	15	13.13	10T16=20.17	22T16=44.36	12
	10,95	-1028,95	155,10					

Tab .V.31 : Ferraillage longitudinal des voiles du 3eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 3eme niveau								
Voiles du noyau central	N_{max} M_{corre} *(1)*	M_{max} N_{corre} *(2)*	N_{mi} M_{corre} *(3)*	A_s *final* *cm*	A_s *min* *cm*	*As Zone d'about* *cm*	*As Zone courante* *cm*	*es* $\mathcal{D}$ cm
Voile 1	-1472,13	1860,19	-242,70	29.7	17.06	8T25=39.27	16T25=69.14	22
	1849,29	-1041,47	0,57					
Voile 2	-289,31	26,52	39,62	6	4.65	4T14=6.16	6T14=9.24	14
	24,57	39,62	26,52					
Voile 3	1871,35	961,25	-364,18	16.4	14.44	6T20=18.85	10T20=31.43	30
	955,96	1416,60	343,44					
Voile 4	1726,43	121,88	-9,63	8.6	7.13	6T14=9.24	12T14=18.47	12
	58,28	-244,55	118,99					
Voile 5	2262,90	146,43	794,71	14.4	12.60	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	109,63	794,71	146,43					
Voile 5'	2341,39	211,23	1073,09	14.4	12.60	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	207,37	1997,04	138,25					
Voile 6	2896,47	182,28	-36,47	14.2	12.38	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	182,28	2896,47	107,52					
Voile 6'	2883,28	192,82	-36,95	14.2	12.38	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	192,82	2883,28	98,16					
Voile 7	3219,03	139,34	-957,65	17.7	13.13	10T16=20.17	22T16=44.36	12
	23,15	-1328,22	138,44					

Tab .V.32 : Ferraillage longitudinal des voiles du 4eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 4eme niveau								
Voiles du noyau central	N_{max} M_{corre} *(1)*	M_{max} N_{corre} *(2)*	N_{mi} M_{corre} *(3)*	A_s *final* *cm*	A_s *min* *cm*	*As Zone d'about* *cm*	*As Zone courante* *cm*	*es* $\mathcal{D}$ cm
Voile 1	-1301,80	1654,65	-169,19	26.3	17.06	8T25=39.27	16T25=69.14	22
	1643,28	-908,28	15,34					
Voile 2	-315,23	23,81	24,48	6	4.65	4T14=6.16	6T14=9.24	14
	22,77	-182,63	16,82					
Voile 3	1621,76	687,01	-206,14	16.4	14.44	6T20=18.85	10T20=31.43	30
	683,59	1201,98	333,31					
Voile 4	1305,61	104,56	-102,97	8.6	7.13	6T14=9.24	12T14=18.47	12
	46,01	-102,97	104,56					
Voile 5	1692,94	172,18	682,65	14.4	12.60	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	102,90	682,65	172,18					

Voile 5'	**1917,58**	**223,22**	**746,30**	**14.4**	**12.60**	**8T16=16.13**	**16T16=32.27**	**16**
	214,91	1602,54	204,74					
Voile 6	2345,42	188,66	-135,97	14.2	12.38	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	188,66	2345,42	123,31					
Voile 6'	2321,48	167,05	153,23	14.2	12.38	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	167,05	2321,48	132,14					
Voile 7	2612,20	152,52	-868,89	16.3	13.13	10T16=20.17	22T16=44.36	12
	7,89	-1204,85	152,13					

Tab .V.33 : Ferraillage longitudinal des voiles du 5eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 5eme niveau								
Voiles du noyau central	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s *final* cm	A_s *min* cm	*As Zone d'about* cm	*As Zone courante* cm	*es* $\mathcal{D}$ cm
Voile 1	-1157,22	1510,01	184,37	23.6	17.06	8T20=25.13	16T20=50.28	22
	1499,38	-801,16	29,47					
Voile 2	-310,11	23,02	110,64	6	4.65	4T14=6.16	6T14=9.24	14
	21,97	-189,71	10,94					
Voile 3	1355,84	486,93	-52,41	16.4	14.44	6T20=18.85	10T20=31.43	30
	482,53	974,42	357,92					
Voile 4	990,24	90,96	6,53	8.6	7.13	6T14=9.24	12T14=18.47	12
	61,81	6,53	90,96					
Voile 5	1275,20	202,33	595,06	14.4	12.60	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	121,52	595,06	202,33					
Voile 5'	1567,51	230,25	493,08	14.4	12.60	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	223,67	1275,08	229,55					
Voile 6	1909,74	167,59	62,25	14.2	12.38	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	167,59	1909,74	156,05					
Voile 6'	1875,48	160,62	22,54	14.2	12.38	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	157,91	22,54	160,62					
Voile 7	2133,04	179,12	-805,40	15	13.13	10T14=15.39	22T14=33.86	12
	3,28	-1117,80	178,83					

Tab .V.34 : Ferraillage longitudinal des voiles du 6eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 6eme niveau								
Voiles du noyau central	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s *final* cm	A_s *min* cm	*As Zone d'about* cm	*As Zone courante* cm	*es* $\mathcal{D}$ cm
Voile 1	-1022,23	1395,18	421,60	21.2	17.06	8T20=25.13	16T20=50.28	22
	1385,58	-703,97	37,65					
Voile 2	-289,22	22,00	165,03	6	4.65	4T14=6.16	6T14=9.24	14
	20,98	-181,50	6,86					
Voile 3	1086,75	376,11	85,02	16.4	14.44	6T20=18.85	10T20=31.43	30
	363,41	-256,57	371,75					
Voile 4	679,95	89,65	85,16	8.6	7.13	6T14=9.24	12T14=18.47	12
	54,39	85,16	89,65					

Voile 5	**854,47**	**229,98**	**467,26**	**14.4**	**12.60**	**8T16=16.13**	**16T16=32.27**	**16**
	153,95	467,26	229,98					
Voile 5'	1177,12	251,13	235,74	14.4	12.60	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	232,65	235,74	251,13					
Voile 6	1438,10	213,01	-48,00	14.2	12.38	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	160,68	-308,17	211,23					
Voile 6'	1409,54	203,27	-96,71	14.2	12.38	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	143,75	-96,71	203,27					
Voile 7	1634,33	221,46	-717,57	15	13.13	10T14=15.39	22T14=33.86	12
	3,22	-997,57	221,21					

Tab .V.35 : Ferraillage longitudinal des voiles du 7eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 7eme niveau								
Voiles du noyau central	N_{max} M_{corre} *(1)*	M_{max} N_{corre} *(2)*	N_{mi} M_{corre} *(3)*	A_s *final* *cm*	A_s *min* *cm*	*As Zone d'about* *cm*	*As Zone courante* *cm*	*es* $\mathcal{D}$ cm
Voile 1	-889,30	1285,95	571,30	19.2	17.06	8T20=25.13	16T20=50.28	22
	1277,57	-609,87	43,95					
Voile 2	291,20	20,12	-166,54	6	4.65	4T14=6.16	6T14=9.24	14
	5,65	-166,54	20,12					
Voile 3	825,30	384,28	-92,28	16.4	14.44	6T20=18.85	10T20=31.43	30
	318,51	-92,28	384,28					
Voile 4	422,69	84,31	144,86	8.6	7.13	6T14=9.24	12T14=18.47	12
	51,42	144,86	84,31					
Voile 5	571,78	250,67	282,73	14.4	12.60	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	247,17	343,75	178,01					
Voile 5'	823,35	255,68	28,98	14.4	12.60	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	248,07	28,98	255,68					
Voile 6	1016,13	231,47	-135,02	14.2	12.38	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	133,61	-363,80	230,45					
Voile 6'	994,84	236,69	-182,69	14.2	12.38	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	133,09	-412,10	235,22					
Voile 7	1185,77	243,21	-625,29	15	13.13	10T14=15.39	22T14=33.86	12
	3,68	-871,08	242,93					

Tab .V.36 : Ferraillage longitudinal des voiles du 8eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 8eme niveau								
Voiles du noyau central	N_{max} M_{corre} *(1)*	M_{max} N_{corre} *(2)*	N_{mi} M_{corre} *(3)*	A_s *final* *cm*	A_s *min* *cm*	*As Zone d'about* *cm*	*As Zone courante* *cm*	*es* $\mathcal{D}$ cm
Voile 1	892,70	1173,82	-515,87	19.2	17.06	8T20=25.13	16T20=50.28	22
	59,73	-515,87	1173,82					
Voile 2	293,48	17,82	-144,18	6	4.65	4T14=6.16	6T14=9.24	14
	5,04	-144,18	17,82					
Voile 3	586,12	381,86	42,66	16.4	14.44	6T20=18.85	10T20=31.43	30
	322,53	42,66	381,86					
Voile 4	318,70	81,89	84,71	8.6	7.13	6T14=9.24	12T14=18.47	12
	76,17	184,49	54,24					

Voile 5	430,44	259,04	52,63	14.4	12.60	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	254,95	234,25	191,58					
Voile 5'	519,68	261,66	77,20	14.4	12.60	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	257,93	320,90	251,14					
Voile 6	659,53	242,43	-192,54	14.2	12.38	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	108,57	-389,85	241,96					
Voile 6'	645,49	245,29	-234,86	14.2	12.38	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	107,94	-432,80	244,50					
Voile 7	804,13	256,20	-533,00	15	13.13	10T14=15.39	22T14=33.86	12
	4,74	-744,20	255,85					

Tab .V.37 : Ferraillage longitudinal des voiles du 9eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 9eme niveau								
Voiles du noyau central	N_{max} M_{corre} *(1)*	M_{max} N_{corre} *(2)*	N_{mi} M_{corre} *(3)*	A_s *final* *cm*	A_s *min* *cm*	*As Zone d'about* *cm*	*As Zone courante* *cm*	*es D* cm
Voile 1	877,88	1063,87	-420,79	19.2	17.06	8T20=25.13	16T20=50.28	22
	72,14	-420,79	1063,87					
Voile 2	284,10	15,22	-112,26	6	4.65	4T14=6.16	6T14=9.24	14
	5,19	-112,26	15,22					
Voile 3	378,47	366,11	148,30	16.4	14.44	6T20=18.85	10T20=31.43	30
	338,20	148,30	366,11					
Voile 4	314,95	81,44	-42,49	8.6	7.13	6T14=9.24	12T14=18.47	12
	75,39	201,93	49,93					
Voile 5	301,02	253,07	66,35	14.4	12.60	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	248,32	136,65	196,96					
Voile 5'	270,04	257,34	-49,82	14.4	12.60	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	253,90	103,54	232,24					
Voile 6	-384,82	234,93	205,80	14.2	12.38	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	234,69	-219,34	83,06					
Voile 6'	-419,41	241,98	198,71	14.2	12.38	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	241,98	-419,41	82,78					
Voile 7	-621,89	252,00	320,32	15	13.13	10T14=15.39	22T14=33.86	12
	251,59	-445,20	3,38					

Tab .V.38 : Ferraillage longitudinal des voiles du 10eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 10eme niveau								
Voiles du noyau central	N_{max} M_{corre} *(1)*	M_{max} N_{corre} *(2)*	N_{mi} M_{corre} *(3)*	A_s *final* *cm*	A_s *RPA min* *cm*	*As Zone d'about* *cm*	*As Zone courante* *cm*	*es D* cm
Voile 1	808,77	965,31	-325,60	19.2	17.06	8T20=25.13	16T20=50.28	22
	91,20	-325,60	965,31					
Voile 2	264,45	12,56	-70,67	6	4.65	4T14=6.16	6T14=9.24	14
	5,16	-70,67	12,56					
Voile 3	387,10	344,71	40,38	16.4	14.44	6T20=18.85	10T20=31.43	30
	316,07	40,38	344,71					

Voile 4	**282,52**	**79,25**	**0,98**	**8.6**	**7.13**	**6T14=9.24**	**12T14=18.47**	**12**
	72,82	190,71	40,46					
Voile 5	182,90	235,25	-26,10	14.4	12.60	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	229,26	50,26	202,05					
Voile 5'	-241,57	234,31	-56,54	14.4	12.60	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	200,77	-56,54	234,31					
Voile 6	-347,98	209,31	27,98	14.2	12.38	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	206,97	-215,49	53,88					
Voile 6'	-366,41	225,80	24,85	14.2	12.38	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	225,80	-366,41	62,36					
Voile 7	-506,85	241,80	126,01	15	13.13	10T14=15.39	22T14=33.86	12
	241,80	-506,85	3,74					

Tab .V.39 : Ferraillage longitudinal des voiles du 11eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 11eme niveau								
Voiles du noyau central	N_{max} M_{corre} *(1)*	M_{max} N_{corre} *(2)*	N_{mi} M_{corre} *(3)*	A_s *final* cm	A_s *RPA min* cm	*As Zone d'about* cm	*As Zone courante* cm	*es* D cm
Voile 1	683,09	892,60	-233,64	19.2	17.06	8T20=25.13	16T20=50.28	22
	117,73	-233,64	892,60					
Voile 2	233,04	9,42	-20,80	6	4.65	4T14=6.16	6T14=9.24	14
	4,60	-20,80	9,42					
Voile 3	364,41	322,53	-41,88	16.4	14.44	6T20=18.85	10T20=31.43	30
	227,58	-41,88	322,53					
Voile 4	217,16	72,76	21,70	8.6	7.13	6T14=9.24	12T14=18.47	12
	66,10	146,50	37,41					
Voile 5	-127,25	199,14	-12,59	14.4	12.60	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	199,14	-127,25	195,21					
Voile 5'	-202,89	202,36	-44,30	14.4	12.60	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	175,70	-145,17	200,93					
Voile 6	-281,26	185,96	37,49	14.2	12.38	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	183,56	-180,58	46,94					
Voile 6'	-275,44	196,52	35,03	14.2	12.38	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	195,12	-172,92	46,75					
Voile 7	-378,37	211,58	3,82	15	13.13	10T14=15.39	22T14=33.86	12
	211,53	-271,24	1.97					

Tab .V.40 : Ferraillage longitudinal des voiles du 12eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 12eme niveau								
Voiles du noyau central	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s *final* cm	A_s *RPA min* cm	*As Zone d'about* cm	*As Zone courante* cm	*es* $\mathcal{D}$ cm
Voile 1	496,74	887,29	-149,23	19.2	17.06	8T20=25.13	16T20=50.28	22
	145,55	-149,23	887,29					
Voile 2	182,84	3,82	14,07	6	4.65	4T14=6.16	6T14=9.24	14
	3,82	182,84	1,68					
Voile 3	262,71	256,08	-0,14	16.4	14.44	6T20=18.85	10T20=31.43	30
	115,63	-0,14	256,08					
Voile 4	126,98	62,92	31,22	8.6	7.13	6T14=9.24	12T14=18.47	12
	55,82	77,59	40,89					
Voile 5	-50,40	178,28	17,78	14.4	12.60	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	135,22	-37,68	127,23					
Voile 5'	-133,09	151,12	-56,40	14.4	12.60	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	151,12	-133,09	136,10					
Voile 6	-185,93	147,12	0,18	14.2	12.38	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	144,61	-116,36	40,01					
Voile 6'	-167,44	151,09	-3,75	14.2	12.38	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	148,67	-97,29	35,54					
Voile 7	-244,17	161,22	23,10	15	13.13	10T14=15.39	22T14=33.86	12
	161,22	-244,17	5,82					

Tab .V.41 :Ferraillage longitudinal des voiles du 13eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 13eme niveau								
Voiles du noyau central	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s *final* cm	A_s *RPA min* cm	*As Zone d'about* cm	*As Zone courante* cm	*es* $\mathcal{D}$ cm
Voile 1	166,74	927,84	-54,23	19.2	17.06	8T20=25.13	16T20=50.28	22
	128,01	-77,72	920,97					
Voile 2	115,43	5,82	66,35	6	4.65	4T14=6.16	6T14=9.24	14
	2,64	73,05	5,58					
Voile 3	-61,37	139,57	27,74	16.4	14.44	6T20=18.85	10T20=31.43	30
	136,11	-29,98	21,51					
Voile 4	92,58	51,52	26,65	8.6	7.13	6T14=9.24	12T14=18.47	12
	36,45	26,65	51,52					
Voile 5	-62,85	136,02	13,76	14.4	12.60	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	70,27	13,76	136,02					
Voile 5'	-52,67	86,90	6,19	14.4	12.60	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	86,90	-52,67	72,21					
Voile 6	-80,98	89,45	14,46	14.2	12.38	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	87,00	-44,30	25,89					
Voile 6'	-70,75	95,31	12,20	14.2	12.38	8T16=16.13	16T16=32.27	16
	93,27	-33,93	25,16					
Voile 7	-113,90	102,19	0,83	15	13.13	10T14=15.39	22T14=33.86	12
	102,19	-113,90	3,13					

V.3.3.2 Ferraillage des voiles extrêmes

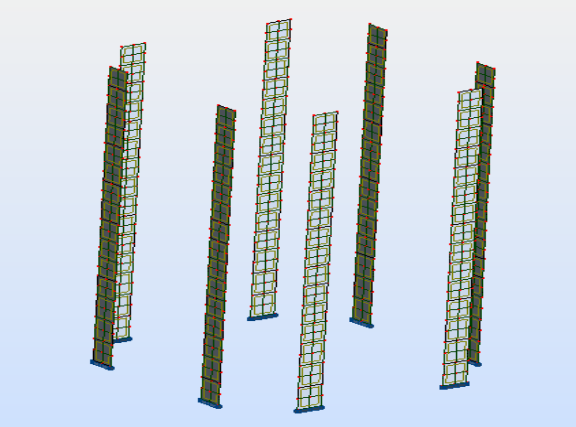


Fig .V.11 Les voiles extrêmes

Tab.V.42 : Dimensionnement des voiles extrêmes

Numéro	voile	longueur	hauteur	type du voile
1	Sous-sol	3.10	3.74	plein
	RDC		3.74	plein
	1er niveau		3.74	plein
	étage courant		3.24	Avec ouverture
2	Sous-sol	3.10	3.74	plein
	RDC		3.74	plein
	1er niveau		3.74	plein
	étage courant		3.24	Avec ouverture
3	Sous-sol	3.10	3.74	plein
	RDC		3.74	plein
	1er niveau		3.74	plein
	étage courant		3.24	Avec ouverture
4	Sous-sol	3.10	3.74	plein
	RDC		3.74	plein
	1er niveau		3.74	plein
	étage courant		3.24	Avec ouverture

Tab .V.43 : Ferraillage longitudinal des voiles du sous-sol

Ferraillage longitudinal des voiles du sous-sol								
Voiles extrêmes	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s *final* cm	A_s *min RPA* cm	*As Zone d'about* cm	*As Zone courante* cm	*es* D cm
Voile 1	-1528,28	1445,63	-752,40	32	11.63	10T25=49.09	27T20=76.93	9
	1440,45	-970,95	26,29					
Voile 2	-1496,61	1463,01	-718,41	31.7	11.63	10T25=49.09	27T20=76.93	9
	1463,01	-1496,61	39,33					
Voile 3	-1503,41	1096,71	-826,85	21.4	11.63	10T25=49.09	27T20=76.93	9
	1091,88	-933,48	17,65					
Voile 4	-1522,40	1081,47	-774,33	28.7	11.63	10T25=49.09	27T20=76.93	9
	1076,80	-939,24	21,29					

Tab .V.44 : Ferraillage longitudinal des voiles du R.D.C

Ferraillage longitudinal des voiles du R.D.C								
Voiles extrêmes	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s *final* cm	A_s *min RPA* cm	*As Zone d'about* cm	*As Zone courante* cm	*es* D cm
Voile 1	-2728,64	1412,73	-1570,18	36	11.63	10T25=49.09	27T20=76.93	9
	1411,51	-1863,22	28,28					
Voile 2	-2593,48	1412,94	-1619,99	45.1	11.63	10T25=49.09	27T20=76.93	9
	1412,94	-2593,48	25,82					
Voile 3	-2823,93	1068,99	-1717,98	44.9	11.63	10T25=49.09	27T20=76.93	9
	1068,99	-2823,93	25,87					
Voile 4	-2834,98	1054,78	-1722,78	44.9	11.63	10T25=49.09	27T20=76.93	9
	1054,78	-2834,98	12.12					

Tab .V.45 :Ferraillage longitudinal des voiles du 1er niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 1er niveau								
Voiles extrêmes	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s *final* cm	A_s *min RPA* cm	*As Zone d'about* cm	*As Zone courante* cm	*es* D cm
Voile 1	-2275,30	625,74	-1492,06	33.1	11.63	10T25=49.09	27T20=76.93	9
	15,09	-2197,61	624,78					
Voile 2	-2238,91	619,75	-1422,96	32.1	11.63	10T25=49.09	27T20=76.93	9
	6,89	-2126,99	619,55					
Voile 3	-2162,74	825,51	-1486,61	34.4	11.63	10T25=49.09	27T20=76.93	9
	825,28	-1491,60	26,63					
Voile 4	-2102,64	829,20	-1412,85	26.4	11.63	10T20=31.43	27T20=76.93	9
	7.62	-1412,85	829,20					

Tab .V.46 : Ferraillage longitudinal des voiles du 2 eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 2 eme niveau								
Voiles extrêmes	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s *final* cm	A_s *min RPA* cm	*As Zone d'about* cm	*As Zone courante* cm	*es D* cm
Voile 1	-2217,93	517,96	-1452,68	29.1	11.63	10T20=31.43	27T20=76.93	9
	14,54	-1452,68	517,96					
Voile 2	-2186,34	518,92	-1380,27	27.5	11.63	10T20=31.43	27T20=76.93	9
	13,25	-1380,27	518,92					
Voile 3	-2086,17	632,37	-1433,41	31.7	11.63	10T25=49.09	27T20=76.93	9
	627,52	-1440,42	8,74					
Voile 4	-2030,06	638,12	-1359,05	25.4	11.63	10T20=31.43	27T20=76.93	9
	-6,56	-1359,05	638,12					

Tab .V.44 : Ferraillage longitudinal des voiles du 3 eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 3 eme niveau								
Voiles extrêmes	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s *final* cm	A_s *min RPA* cm	*As Zone d'about* cm	*As Zone courante* cm	*es D* cm
Voile 1	-2059,78	365,20	-1347,51	25.8	11.63	10T20=31.43	27T20=76.93	9
	11,06	-1347,51	365,20					
Voile 2	-2033,77	364,49	-1277,71	25.5	11.63	10T20=31.43	27T20=76.93	9
	9,65	-1277,71	364,49					
Voile 3	-1930,55	480,64	-1321,16	28.4	11.63	10T20=31.43	27T20=76.93	9
	478,83	-1334,11	10,46					
Voile 4	-1884,94	480,87	-1250,69	23.6	11.63	10T20=31.43	27T20=76.93	9
	3,01	-1250,69	480,87					

Tab .V.47 : Ferraillage longitudinal des voiles du 4 eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 4 eme niveau								
Voiles extrêmes	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s *final* cm	A_s *min RPA* cm	*As Zone d'about* cm	*As Zone courante* cm	*es D* cm
Voile 1	-1877,60	267,79	-1227,80	23.5	11.63	10T20=31.43	27T20=76.93	9
	3,40	-1227,80	267,79					
Voile 2	-1852,77	268,12	-1162,12	23.2	11.63	10T20=31.43	27T20=76.93	9
	2,98	-1162,12	268,12					
Voile 3	-1760,00	387,85	-1199,36	25.5	11.63	10T20=31.43	27T20=76.93	9
	386,29	-1214,71	1.68					
Voile 4	-1721,83	386,24	-1137,69	21.6	11.63	10T20=31.43	27T20=76.93	9
	2,33	-1137,69	386,24					

Tab .V.48 : Ferraillage longitudinal des voiles du 5 eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 5 eme niveau								
Voiles extrêmes	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s final cm	A_s min RPA cm	As Zone d'about cm	As Zone courante cm	es D cm
Voile 1	-1797,78	232,98	-1176,63	22.6	11.63	10T20=31.43	27T20=76.93	9
	15,46	-1176,63	232,98					
Voile 2	-1771,37	234,89	-1109,03	22.3	11.63	10T20=31.43	27T20=76.93	9
	18,36	-1109,03	234,89					
Voile 3	-1684,29	372,95	-1141,93	24.4	11.63	10T20=31.43	27T20=76.93	9
	372,43	-1161,36	10,36					
Voile 4	-1645,85	371,58	-1082,54	20.7	11.63	10T20=31.43	27T20=76.93	9
	13,57	-1082,54	371,58					

Tab .V.49 : Ferraillage longitudinal des voiles du 6 eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 6 eme niveau								
Voiles extrêmes	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s final cm	A_s min RPA cm	As Zone d'about cm	As Zone courante cm	es D cm
Voile 1	-1621,11	175,80	-1061,59	20.3	11.63	10T20=31.43	27T20=76.93	9
	4,24	-1061,59	175,80					
Voile 2	-1597,91	175,93	-998,41	20	11.63	10T16=20.17	24T16=48.38	10
	4,70	-998,41	175,93					
Voile 3	-1520,00	345,81	-1025,25	22.1	11.63	10T20=31.43	27T20=76.93	9
	344,90	-1046,69	10,90					
Voile 4	-1486,00	344,42	-972,39	18.7	11.63	10T16=20.17	24T16=48.38	10
	12,71	-972,39	344,42					

Tab .V.50 :Ferraillage longitudinal des voiles du 7 eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 7eme niveau								
Voiles extrêmes	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s final cm	A_s min RPA cm	As Zone d'about cm	As Zone courante cm	es D cm
Voile 1	-1421,69	159,37	-931,22	17.8	11.63	10T16=20.17	24T16=48.38	10
	2,04	-931,22	159,37					
Voile 2	-1402,65	159,70	-876,20	17.6	11.63	10T16=20.17	24T16=48.38	10
	2,52	-876,20	159,70					
Voile 3	-1333,70	335,56	-895,56	19.7	11.63	10T16=20.17	24T16=48.38	10
	334,82	-917,02	7,75					
Voile 4	-1307,99	334,56	-853,13	16.4	11.63	10T16=20.17	24T16=48.38	10
	7,68	-853,13	334,56					

Tab .V.51 : Ferraillage longitudinal des voiles du 8eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 8eme niveau								
Voiles extrêmes	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s *final* cm	A_s *min RPA* cm	*As Zone d'about* cm	*As Zone courante* cm	*es* D cm
Voile 1	-1296,71	176,36	-849,93	16.2	11.63	10T16=20.17	24T16=48.38	10
	0,48	-849,93	176,36					
Voile 2	-1280,62	177,19	-800,57	16	11.63	10T16=20.17	24T16=48.38	10
	0,91	-800,57	177,19					
Voile 3	-1333,70	335,56	-895,56	19.7	11.63	10T16=20.17	24T16=48.38	10
	334,82	-917,02	7,75					
Voile 4	-1195,73	368,25	-778,06	15	11.63	10T16=20.17	24T16=48.38	10
	5,04	-778,06	368,25					

Tab .V.52 : Ferraillage longitudinal des voiles du 9eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 9eme niveau								
Voiles extrêmes	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s *final* cm	A_s *min RPA* cm	*As Zone d'about* cm	*As Zone courante* cm	*es* D cm
Voile 1	-1098,00	187,74	-719,97	13.7	11.63	10T14=15.39	24T14=33.86	10
	1,00	-719,97	187,74					
Voile 2	-1086,02	188,99	-678,61	13.6	11.63	10T14=15.39	24T14=33.86	10
	1,33	-678,61	188,99					
Voile 3	-1029,13	366,93	-684,57	16.1	11.63	10T16=20.17	24T16=48.38	10
	366,00	-705,38	6,02					
Voile 4	-1015,99	367,20	-659,06	13.4	11.63	10T14=15.39	24T14=33.86	10
	3,38	-659,06	367,20					

Tab .V.53 : Ferraillage longitudinal des voiles du 10eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 10eme niveau								
Voiles extrêmes	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s *final* cm	A_s *min RPA* cm	*As Zone d'about* cm	*As Zone courante* cm	*es* D cm
Voile 1	-880,58	198,82	-577,58	13.4	11.63	10T14=15.39	24T14=33.86	10
	1,68	-577,58	198,82					
Voile 2	-872,11	200,12	-544,89	13.4	11.63	10T14=15.39	24T14=33.86	10
	2,31	-544,89	200,12					
Voile 3	-826,21	361,94	-546,75	13.6	11.63	10T14=15.39	24T14=33.86	10
	361,10	-565,03	6,93					
Voile 4	-817,76	360,93	-528,92	13.4	11.63	10T14=15.39	24T14=33.86	10
	2,12	-528,92	360,93					

Tab .V.54 : Ferraillage longitudinal des voiles du 11eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 11ème niveau								
Voiles extrêmes	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s *final* cm	A_s *min RPA* cm	*As Zone d'about* cm	*As Zone courante* cm	*es D* cm
Voile 1	-702,13	220,98	-460,43	13.4	11.63	10T14=15.39	24T14=33.86	10
	2,83	-460,43	220,98					
Voile 2	-696,10	223,17	-435,01	13.4	11.63	10T14=15.39	24T14=33.86	10
	3,47	-435,01	223,17					
Voile 3	-658,59	377,30	-433,56	13.4	11.63	10T14=15.39	24T14=33.86	10
	376,26	-449,15	6,37					
Voile 4	-653,14	377,25	-421,63	13.4	11.63	10T14=15.39	24T14=33.86	10
	1,53	-421,63	377,25					

Tab .V.55 : Ferraillage longitudinal des voiles du 12eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 12ème niveau								
Voiles extrêmes	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s *final* cm	A_s *min RPA* cm	*As Zone d'about* cm	*As Zone courante* cm	*es D* cm
Voile 1	-478,64	217,60	-312,97	13.4	11.63	10T14=15.39	24T14=33.86	10
	5,57	-312,97	217,60					
Voile 2	-475,86	219,76	-295,57	13.4	11.63	10T14=15.39	24T14=33.86	10
	5,43	-295,57	219,76					
Voile 3	-448,78	329,00	-292,93	13.4	11.63	10T14=15.39	24T14=33.86	10
	328,14	-304,55	5,33					
Voile 4	-445,20	330,63	-286,01	13.4	11.63	10T14=15.39	24T14=33.86	10
	1,51	-286,01	330,63					

Tab .V.56 : Ferraillage longitudinal des voiles du 13eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 13ème niveau								
Voiles extrêmes	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s *final* cm	A_s *min RPA* cm	*As Zone d'about* cm	*As Zone courante* cm	*es D* cm
Voile 1	-238,50	153,97	-154,40	13.4	11.63	10T14=15.39	24T14=33.86	10
	8,29	-233,20	153,85					
Voile 2	-238,39	154,57	-145,31	13.4	11.63	10T14=15.39	24T14=33.86	10
	7,92	-223,78	154,42					
Voile 3	-224,43	216,94	-144,33	13.4	11.63	10T14=15.39	24T14=33.86	10
	216,94	-224,43	4,23					
Voile 4	-222,43	217,32	-140,88	13.4	11.63	10T14=15.39	24T14=33.86	10
	3,27	-214,16	217,22					

V.3.3.3 Ferraillage des voiles d'ascenseur

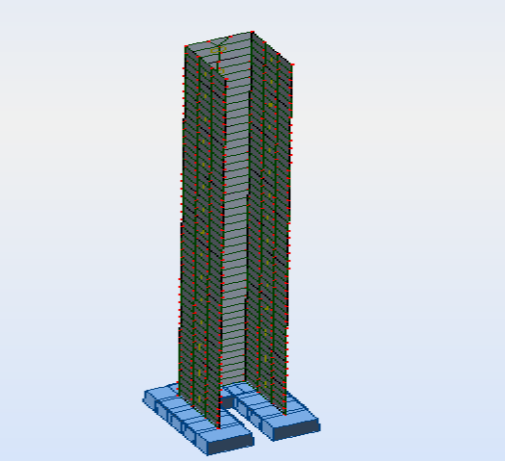


Fig. V.12 : Les voiles d'ascenseur

Tab.V.57 : Dimensionnement des voiles d'ascenseur

numéro	voile	longueur	hauteur	type du voile
1	Sous-sol	2.30	3.74	plein
	RDC		3.74	plein
	1er niveau		3.74	plein
	étage courant		3.24	plein
2	Sous-sol	2.73	3.74	plein
	RDC		3.74	plein
	1er niveau		3.74	plein
	étage courant		3.24	plein
3	Sous-sol	2.73	3.74	plein
	RDC		3.74	plein
	1er niveau		3.74	plein
	étage courant		3.24	plein

Tab .V.58 : Ferraillage longitudinal des voiles du sous-sol

Ferraillage longitudinal des voiles du sous-sol								
Voiles d'ascenseur	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s *final* cm	A_s *min RPA* cm	*As Zone d'about* cm	*As Zone courante* cm	*es* $\mathcal{D}$ cm
Voile 1	-1189,76	610,70	182,45	22.2	8.63	6T25=29.45	15T25=73.63	12
	610,00	-843,73	6,02					
Voile 2	-1208,06	761.95	-43.00	22.8	10.24	6T25=29.45	12T25=58.91	17
	753.49	-823.42	110.87					
Voile 3	-1200.75	763.69	-60.49	22.7	10.24	6T25=29.45	12T25=58.91	17
	754.69	-813.48	167.41					

Tab .V.59 : Ferraillage longitudinal des voiles du R.D.C

Ferraillage longitudinal des voiles du R.D.C								
Voiles d'ascenseur	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s *final* cm	A_s *min RPA* cm	*As Zone d'about* cm	*As Zone courante* cm	*es* $\mathcal{D}$ cm
Voile 1	-1127,57	389,50	-95,80	18.8	8.63	6T20=18.85	13T20=40.85	14
	389,32	-804,83	7,80					
Voile 2	-709,02	1408,62	92,45	22.9	10.24	6T25=29.45	12T25=58.91	17
	1408,62	-709,02	574,13					
Voile 3	-789,74	1398,20	78,56	23.8	10.24	6T25=29.45	12T25=58.91	17
	1398,20	-789,74	585,62					

Tab .V.60 : Ferraillage longitudinal des voiles du 1er niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 1er niveau								
Voiles d'ascenseur	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s *final* cm	A_s *min RPA* cm	*As Zone d'about* cm	*As Zone courante* cm	*es* $\mathcal{D}$ cm
Voile 1	-1127,36	346,14	-426,79	18.3	8.63	6T20=18.85	13T20=40.85	14
	345,96	-806,62	8,26					
Voile 2	-692,22	567,70	-125,72	14.3	10.24	6T20=18.85	12T20=37.71	18
	561,92	-312,66	192,15					
Voile 3	-728,97	582,97	-160,51	14.9	10.24	6T20=18.85	12T20=37.71	18
	574,87	-351,82	169,25					

Tab .V.61 Ferraillage longitudinal des voiles du 2 eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 2 eme niveau								
Voiles d'ascenseur	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s *final* cm	A_s *min RPA* cm	*As Zone d'about* cm	*As Zone courante* cm	*es* $\mathcal{D}$ cm
Voile 1	-1059,34	271,37	-651,66	16.5	8.63	6T20=18.85	13T20=40.85	14
	271,37	-1059,34	4,93					
Voile 2	-627,51	425,75	-16,69	12.2	10.24	6T20=18.85	12T20=37.71	18
	425,75	-627,51	150,23					
Voile 3	-631,37	450,70	-55,80	12.5	10.24	6T20=18.85	12T20=37.71	18
	450,70	-631,37	169,84					

Tab .V.62 : Ferraillage longitudinal des voiles du 3 eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 3 eme niveau								
Voiles d'ascenseur	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s *final* cm	A_s *min RPA* cm	*As Zone d'about* cm	*As Zone courante* cm	*es* $\mathcal{D}$ cm
Voile 1	-999,68	199,41	-572,82	14.9	8.63	6T20=18.85	13T20=40.85	14
	199,41	-999,68	2,22					
Voile 2	-583,57	249,31	-177,74	11.9	10.24	6T16=12.10	10T16=20.17	20
	238,74	-247,80	88,20					
Voile 3	-566,26	267,83	-224,27	11.9	10.24	6T16=12.10	10T16=20.17	20
	91,54	-224,27	267,83					

Tab .V.63 : Ferraillage longitudinal des voiles du 4 eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 4 eme niveau								
Voiles d'ascenseur	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s *final* cm	A_s *min RPA* cm	*As Zone d'about* cm	*As Zone courante* cm	*es* $\mathcal{D}$ cm
Voile 1	-927,10	139,03	-431,04	13.3	8.63	6T20=18.85	13T20=40.85	14
	139,03	-927,10	4,56					
Voile 2	-604,43	159,98	-233,71	11.9	10.24	6T16=12.10	10T16=20.17	20
	69,15	-233,71	159,98					
Voile 3	-662,89	172,06	-193,55	11.9	10.24	6T16=12.10	10T16=20.17	20
	65,11	-193,55	172,06					

Tab .V.64 : Ferraillage longitudinal des voiles du 5 eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 5 eme niveau								
Voiles d'ascenseur	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s *final* cm	A_s *min RPA* cm	*As Zone d'about* cm	*As Zone courante* cm	*es* $\mathcal{D}$ cm
Voile 1	-828,84	100,26	-314,01	11.6	8.63	6T16=12.10	12T16=24.19	15
	100,26	-828,84	6,44					
Voile 2	-675,96	151,74	-201,31	11.9	10.24	6T16=12.10	10T16=20.17	20
	64,67	-201,31	151,74					
Voile 3	-435,00	158,98	-154,17	11.9	10.24	6T16=12.10	10T16=20.17	20
	149,70	-154,17	158,98					

Tab .V.65 : Ferraillage longitudinal des voiles du 6 eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 6 eme niveau								
Voiles d'ascenseur	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s final cm	A_s min RPA cm	As Zone d'about cm	As Zone courante cm	es D cm
Voile 1	-749,36	94,23	-187,14	10.5	8.63	6T16=12.10	12T16=24.19	15
	94,23	-749,36	6,94					
Voile 2	-643,29	97,45	-188,96	11.9	10.24	6T16=12.10	10T16=20.17	20
	48,16	-188,96	97,45					
Voile 3	-639,73	100,14	-142,82	11.9	10.24	6T16=12.10	10T16=20.17	20
	59,70	-142,82	100,14					

Tab .V.66 : Ferraillage longitudinal des voiles du 7 eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 7eme niveau								
Voiles d'ascenseur	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s final cm	A_s min RPA cm	As Zone d'about cm	As Zone courante cm	es D cm
Voile 1	-661,75	112,37	-79,02	10.2	8.63	6T16=12.10	12T16=24.19	15
	112,37	-661,75	6,37					
Voile 2	-515,75	86,17	-169,38	11.9	10.24	6T16=12.10	10T16=20.17	20
	36,94	-169,38	86,17					
Voile 3	-484,73	87,15	-129,29	11.9	10.24	6T16=12.10	10T16=20.17	20
	46,06	-129,29	87,15					

Tab .V.67 : Ferraillage longitudinal des voiles du 8eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 8eme niveau								
Voiles d'ascenseur	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s final cm	A_s min RPA cm	As Zone d'about cm	As Zone courante cm	es D cm
Voile 1	-569,49	139,13	10,41	10.2	8.63	6T16=12.10	12T16=24.19	15
	139,13	-569,49	5,30					
Voile 2	-331,18	91,25	-143,34	11.9	10.24	6T16=12.10	10T16=20.17	20
	28,87	-143,34	91,25					
Voile 3	-294,84	92,63	-108,89	11.9	10.24	6T16=12.10	10T16=20.17	20
	77,39	-112,43	49,51					

Tab .V.68 : Ferraillage longitudinal des voiles du 9eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 9eme niveau								
Voiles d'ascenseur	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s final cm	A_s min RPA cm	As Zone d'about cm	As Zone courante cm	es D cm
Voile 1	-474,43	165,14	-41,67	10.2	8.63	6T16=12.10	12T16=24.19	15
	165,14	-474,43	4,60					
Voile 2	-276,12	107,28	14,20	11.9	10.24	6T16=12.10	10T16=20.17	20
	91,23	-124,44	35,59					
Voile 3	-251,92	109,13	51,21	11.9	10.24	6T16=12.10	10T16=20.17	20
	93,57	-103,14	39,40					

Tab .V.69 Ferraillage longitudinal des voiles du 10eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 10eme niveau								
Voiles d'ascenseur	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s *final* cm	A_s *min RPA* cm	*As Zone d'about* cm	*As Zone courante* cm	*es D* cm
Voile 1	-378,51	183,84	49,29	10.2	8.63	6T16=12.10	12T16=24.19	15
	183,84	-378,51	4,15					
Voile 2	-221,19	121,24	35,68	11.9	10.24	6T16=12.10	10T16=20.17	20
	104,74	-102,09	9,55					
Voile 3	-205,01	122,97	71,67	11.9	10.24	6T16=12.10	10T16=20.17	20
	106,99	-90,40	15,61					

Tab .V.70 : Ferraillage longitudinal des voiles du 11eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 11eme niveau								
Voiles d'ascenseur	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s *final* cm	A_s *min RPA* cm	*As Zone d'about* cm	*As Zone courante* cm	*es D* cm
Voile 1	-283,43	176,27	117,90	10.2	8.63	6T16=12.10	12T16=24.19	15
	176,27	-283,43	5.30					
Voile 2	244,07	127,56	-75,04	11.9	10.24	6T16=12.10	10T16=20.17	20
	8,81	-75,04	127,56					
Voile 3	267,52	129,76	-74,14	11.9	10.24	6T16=12.10	10T16=20.17	20
	15,42	-74,14	129,76					

Tab .V.71 : Ferraillage longitudinal des voiles du 12eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 12eme niveau								
Voiles d'ascenseur	N_{max} M_{corre} (1)	M_{max} N_{corre} (2)	N_{mi} M_{corre} (3)	A_s *final* cm	A_s *min RPA* cm	*As Zone d'about* cm	*As Zone courante* cm	*es D* cm
Voile 1	209,57	76,23	-131,96	10.2	8.63	6T16=12.10	12T16=24.19	15
	2,36	-183,56	75,63					
Voile 2	271,89	129,75	-46,01	11.9	10.24	6T16=12.10	10T16=20.17	20
	42,39	-46,01	129,75					
Voile 3	282,91	138,69	-60,18	11.9	10.24	6T16=12.10	10T16=20.17	20
	37,59	-60,18	138,69					

Tab .V.72 : Ferraillage longitudinal des voiles du 13eme niveau

Ferraillage longitudinal des voiles du 13eme niveau								
Voiles d'ascenseur	N_{max} M_{corre} *(1)*	M_{max} N_{corre} *(2)*	N_{mi} M_{corre} *(3)*	$A_{1s} = A_{s\ final}$ cm	$A_{s\ min\ RPA}$ cm	*As Zone d'about* cm	*As Zone courante* cm	es D cm
Voile 1	140,43	170,93	-41,54	10.2	8.63	6T16=12.10	12T16=24.19	15
	1,68	-41,54	170,93					
Voile 2	489,57	459,50	43,72	11.9	10.24	6T16=12.10	10T16=20.17	20
	459,50	489,57	32,62					
Voile 3	483,25	477,38	47,44	11.9	10.24	6T16=12.10	10T16=20.17	20
	477,38	483,25	20,99					

Il faut noter que la section déterminer sera partagé entre les deux nappes et ce parce que le séisme change de signe

Exemple voile1du 13eme niveau $A_{s\ a\ \ opé} = \frac{4\ .}{} = 24.195\ cm$

Cette quantité d'armature sera repartitionné en tenant compte de

- La quantité minimale dans la zone d'about doit être supérieure ou égale à $4T10$.
- La quantité minimale dans la zone courante doit être supérieure à 0.1% de la section du voile.
- L'espacement en zone d'about est égal à la moitié de l'espace en zone courante

$$s \leq \ 15\ \ a\ ;30\ \ = 30cm$$

On adopte : un espacement inférieur de 30cm en zone courante.

- Le pourcentage minimal

Ferraillage minimal selon ***CBA93*** :

$$A_{s\ mi}\ \ = max\left\{0{,}23\ \ \ \ \ \ \ \ \frac{t}{e}\ ;\frac{}{1000}\ \ = \left\{\frac{0.23\ \ 25\ \ 455\ \ 2.1}{400}\ ;\frac{25\ \ 455}{1000}\right.\right.$$

$$= 13.73\ cm^2$$

$$A_{s\ a\ \ opé} = \ \ \ \mathbf{446}\ cm^2$$

V.3.4 Ferraillage transversal des voiles

Les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant.

Pour cela si on considère que A_t est connue :

$A_t = 2 * a_t = 2\frac{}{4}$ avec $_t$ diamètres des barres horizontales.

On calculera alors l'espacement s_t des aciers horizontaux qui ne doit en aucun cas être supérieur à :

$\frac{}{b \quad s} \quad \frac{.}{. \quad cos \quad si}$ Et avec = 90° et b_0 = a = épaisseur du voile

$\frac{}{b \quad s} \quad \frac{.}{.} \quad s_t \leq \frac{.}{.}$

$ou \quad _t$ = contrainte de traction du béton

et = 1 + 3 —— en flexion composée avec compression avec $_{cm}$ = – (N : effort normal de compression)

$oui \quad ien$ = 1 - 10 —— en flexion composée avec traction avec $_{tm}$ = – (N : effort normal de traction) et B : section totale du béton, B = L*a.

On commence par la détermination des armatures horizontales du noyau central

V.3.4.1 Les armatures horizontales du noyau central

Pour les armatures horizontales on doit choisir comme diamètre 12 mm pour qu'ils êtres compatibles avec les armatures longitudinales.

Pour cela on a utilisé un simple programme d'EXEL vue le nombre important des calculs.

- Ferraillage horizontale des voiles du SOUS-SOL du noyau central

Tab .V.73 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)							
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4	Voile5	Voile6	Voile7
L (m)	4,55	1,24	3,85	1,9	3,36	3,3	3,5
vu (KN)	1799,08	302,19	1117,21	536,4	847,65	720,18	686,43
b (m)	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
d (m)	4,52	1,21	3,82	1,87	3,33	3,27	3,47
(MPa)	1.59	0.99	1.16	1.14	1.01	0.88	0.79

Tab V.74 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)							
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4	Voile5	Voile6	Voile7
$_t$ **(mm)**	12	12	12	12	12	12	12
A_t**(mm^2)**	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08
f_{et} **(MPa)**	235	235	235	235	235	235	235
	1	1	1	1	1	1	1
N (KN)	-1855,68	-431,92	-1438,8	-731,59	-630,9	774,76	-1467,26
B (mm^2)	1137500	310000	962500	475000	840000	825000	875000
$_c$ **(MPa)**	-1,631	-1,3930	-1,494	-1,540	-0,751		-1,676
$_t$ **(MPa)**						0,9391	

f_{cj} (MPa)	25	25	25	25	25	25	25
K compression	0,8042	0,8328	0,8206	0,8151	0,9098		0,7987
K traction						0,62435	
s_t (mm)	176,12	296,07	252,36	256,12	300.00	292,012	300.00

- Ferraillage horizontale des voiles du RDC du noyau central

Tab .V.75 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)							
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4	Voile5	Voile6	Voile7
L (m)	4,55	1,24	3,85	1,9	3,36	3,3	3,5
vu (KN)	2954,58	711,24	1584,02	1373,26	1799,52	1320,74	2904,14
b (m)	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
d (m)	4,52	1,21	3,82	1,87	3,33	3,27	3,47
(MPa)	2,6146	2,351	1,658	2,937	2,1615	1,6155	3,3477

Tab V.76 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)							
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4	Voile5	Voile6	Voile7
t (mm)	12	12	12	12	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235	235	235	235	235
	1	1	1	1	1	1	1
N (KN)	-1565,4	794,3	3216,07	4197,25	3937,07	4493,47	4477,87
B (mm^2)	1137500	310000	962500	475000	840000	825000	875000
c (MPa)	-1,3761						
t (MPa)		2,5622	3,3413	8,8363	4,6869	5,4466	5,1175
f_{cj} (MPa)	25	25	25	25	25	25	25
K compression	0,8348						
K traction		-0,0249	-0,3365	-2,5345	-0,8747	-1,1786	-1,0470
s_t (mm)	136,61	132,98	158,32	118,97	138,69	132,786	111,44

- Ferraillage horizontale des voiles du 1er niveau du noyau central

Tab .V.77 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)							
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4	Voile5	Voile6	Voile7
L (m)	4,55	1,24	3,85	1,9	3,36	3,3	3,5
vu (KN)	2796,33	805,26	1977,76	1134,64	2010,32	2102,56	1911,87
b (m)	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
d (m)	4,52	1,21	3,82	1,87	3,33	3,27	3,47
(MPa)	2,4746	2,6620	2,0709	2,4270	2,4147	2,5719	2,2038

Tab V.78 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)							
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4	Voile5	Voile6	Voile7
t **(mm)**	12	12	12	12	12	12	12
A_t**(mm^2)**	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08
f_{et} **(MPa)**	235	235	235	235	235	235	235
	1	1	1	1	1	1	1
N (KN)	-1512,64	-467,64	2549,73	2788	3426,03	3761,54	4486,41
B (mm^2)	1137500	310000	962500	475000	840000	825000	875000
c **(MPa)**	-1,3297	-1,5085					
t **(MPa)**			2,6490	5,8694	4,0786	4,5594	5,1273
f_{cj} **(MPa)**	25	25	25	25	25	25	25
K compression	0,84042	0,8189					
K traction			-0,0596	-1,3477	-0,6314	-0,8237	-1,0509
s_t **(mm)**	140,51	139,19	141,69	130,88	131,21	115,98	137,35

- Ferraillage horizontale des voiles du 2eme niveau du noyau central :

Tab .V.79 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)							
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4	Voile5	Voile6	Voile7
L (m)	4,55	1,24	3,85	1,9	3,36	3,3	3,5
vu (KN)	3021,94	804,9	2170,6	1123,03	2146,21	2269,67	2346,16
b (m)	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
d (m)	4,52	1,21	3,82	1,87	3,33	3,27	3,47
(MPa)	2,6746	2,6608	2,2728	2,4022	2,5780	2,7763	2,7045

Tab V.80 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)							
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4	Voile5	Voile6	Voile7
t (mm)	12	12	12	12	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235	235	235	235	235
	1	1	1	1	1	1	1
N (KN)	-1683,56	-282,41	2135,8	2227,17	2905,53	3505,2	3790,24
B (mm^2)	1137500	310000	962500	475000	840000	825000	875000
c (MPa)	-1,4800	-0,911					
t (MPa)			2,2190	4,6887	3,4589	4,2487	4,3317
f_{cj} (MPa)	25	25	25	25	25	25	25
K compression	0,8223	0,89068					
K traction			0,1123	-0,8755	-0,3835	-0,6994	-0,7326
s_t (mm)	135,03	140,72	135,25	131,56	126,99	113,68	123,99

- Ferraillage horizontale des voiles du 3eme niveau du noyau central :

Tab .V.81 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)							
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4	Voile5	Voile6	Voile7
L (m)	4,55	1,24	3,85	1,9	3,36	3,3	3,5
vu (KN)	2797,81	820,27	2283,21	1164,35	2020,83	2286,44	2427,41
b (m)	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
d (m)	4,52	1,21	3,82	1,87	3,33	3,27	3,47
(MPa)	2,4759	2,7116	2,3907	2,4905	2,4274	2,7968	2,7981

Tab V.82 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)							
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4	Voile5	Voile6	Voile7
t (mm)	12	12	12	12	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235	235	235	235	235
	1	1	1	1	1	1	1
N (KN)	-1472,13	-289,31	1871,35	1726,43	2341,39	2896,47	3219,03
B (mm^2)	1137500	310000	962500	475000	840000	825000	875000
c (MPa)	-1,2941	-0,9332					
t (MPa)			2,2190	4,6887	3,4589	4,2487	4,3317

f_{cj} (MPa)	25	25	25	25	25	25	25
K compression	0,8223	0,89068					
K traction			1,9442	3,6345	2,7873	3,5108	3,6788
s_t (mm)	140,48	138,99	131,87	129,207	130,87	116,72	121,89

- Ferraillage horizontale des voiles du 4eme niveau du noyau central :

Tab .V.83 :Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)							
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4	Voile5	Voile6	Voile7
L (m)	4,55	1,24	3,85	1,9	3,36	3,3	3,5
vu (KN)	2681,96	805,24	2304,48	1055,15	1952,72	2203,76	2377,85
b (m)	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
d (m)	4,52	1,21	3,82	1,87	3,33	3,27	3,47
(MPa)	2,3734	2,6619	2,4130	2,2570	2,3456	2,6957	2,7410

Tab V.84 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)							
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4	Voile5	Voile6	Voile7
t (mm)	12	12	12	12	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235	235	235	235	235
	1	1	1	1	1	1	1
N (KN)	-1301,8	-315,23	1621,76	1305,61	1917,58	2345,42	2612,2
B (mm^2)	1137500	310000	962500	475000	840000	825000	875000
c (MPa)	-1,1444	-1,0168					
t (MPa)			1,6849	2,7486	2,2828	2,8429	2,9853
f_{cj} (MPa)	25	25	25	25	25	25	25
K compression	0,8626	0,8779					
K traction			0,3260	-0,0994	0,0868	-0,1371	-0,1941
s_t (mm)	143,59	140,41	131,26	135,72	133,14	122,24	123,16

- Ferraillage horizontale des voiles du 5eme niveau du noyau central **:**

Tab .V.85 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)							
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4	Voile5	Voile6	Voile7
L (m)	4,55	1,24	3,85	1,9	3,36	3,3	3,5
vu (KN)	2572,71	777,79	2234,29	989,47	1959,82	2200,04	2387,93
b (m)	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
d (m)	4,52	1,21	3,82	1,87	3,33	3,27	3,47
(MPa)	2,2767	2,5712	2,3395	2,1165	2,3541	2,6911	2,7526

Tab V.86 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)							
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4	Voile5	Voile6	Voile7
t **(mm)**	12	12	12	12	12	12	12
A_t**(mm^2)**	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08
f_{et} **(MPa)**	235	235	235	235	235	235	235
	1	1	1	1	1	1	1
N (KN)	-1157,22	-310,11	1355,84	990,24	1567,51	1909,74	2133,04
B (mm^2)	1137500	310000	962500	475000	840000	825000	875000
c **(MPa)**	-1,0173	-1,0003					
t **(MPa)**			1,4086	2,0847	1,8660	2,3148	2,4377
f_{cj} **(MPa)**	25	25	25	25	25	25	25
K compression	0,8779	0,8799					
K traction			0,4365	0,1661	0,2535	0,0740	0,0248
s_t **(mm)**	166,5	143,58	133,31	140,16	132,89	125,39	122,90

- Ferraillage horizontale des voiles du 6eme niveau du noyau central :

Tab .V.87 :Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)							
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4	Voile5	Voile6	Voile7
L (m)	4,55	1,24	3,85	1,9	3,36	3,3	3,5
vu (KN)	2449,42	739,61	2112,52	911,87	1846,57	2048,18	2214,13
b (m)	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
d (m)	4,52	1,21	3,82	1,87	3,33	3,27	3,47
(MPa)	2,1676	2,4449	2,2120	1,9505	2,2181	2,5054	2,5523

Tab V.88 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)							
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4	Voile5	Voile6	Voile7
t (mm)	12	12	12	12	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235	235	235	235	235
	1	1	1	1	1	1	1
N (KN)	-1022,23	-289,22	1086,75	679,95	1177,12	1438,1	1634,33
B (mm^2)	1137500	310000	962500	475000	840000	825000	875000
$_c$ (MPa)	-0,8986	-0,9329					
$_t$ (MPa)			1,1290	1,4314	1,4013	1,74315	1,8678
f_{cj} (MPa)	25	25	25	25	25	25	25
K compression	0,8921	0,8880					
K traction			0,5483	0,4274	0,4394	0,3027	0,2528
s_t (mm)	172,57	148,49	137,10	146,00	136,91	134,02	127,63

- Ferraillage horizontale des voiles du 7eme niveau du noyau central :

Tab .V.89 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)							
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4	Voile5	Voile6	Voile7
L (m)	4,55	1,24	3,85	1,9	3,36	3,3	3,5
vu (KN)	2306,68	692,49	1956,73	818,23	1724,17	1878,25	2029,69
b (m)	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
d (m)	4,52	1,21	3,82	1,87	3,33	3,27	3,47
(MPa)	2,0413	2,2892	2,0489	1,7502	2,0710	2,2975	2,3397

Tab V.90 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)							
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4	Voile5	Voile6	Voile7
t (mm)	12	12	12	12	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235	235	235	235	235
	1	1	1	1	1	1	1
N (KN)	-889,3	291,2	825,3	422,69	823,35	1016,13	1185,77
B (mm^2)	1137500	310000	962500	475000	840000	825000	875000
$_c$ (MPa)	-0,7818						
$_t$ (MPa)		0,9393	0,8574	0,8898	0,9801	1,2316	1,3551

f_{cj} (MPa)	25	25	25	25	25	25	25
K compression	0,9061						
K traction		0,6242	0,6570	0,6440	0,6079	0,5073	0,4579
s_t (mm)	180,32	134,77	142,45	154,13	141,69	144,98	133,30

- Ferraillage horizontale des voiles du 8eme niveau du noyau central :

Tab .V.91 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)							
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4	Voile5	Voile6	Voile7
L (m)	4,55	1,24	3,85	1,9	3,36	3,3	3,5
vu (KN)	2138,44	638,01	1779,64	721,17	1596,04	1707,23	1842,05
b (m)	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
d (m)	4,52	1,21	3,82	1,87	3,33	3,27	3,47
(MPa)	1,8924	2,1091	1,8634	1,5426	1,9171	2,0883	2,1234

Tab V.92 :Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)							
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4	Voile5	Voile6	Voile7
$_t$ (mm)	12	12	12	12	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235	235	235	235	235
	1	1	1	1	1	1	1
N (KN)	892,7	293,48	586,12	318,7	519,68	659,53	804,13
B (mm^2)	1137500	310000	962500	475000	840000	825000	875000
$_c$ (MPa)							
$_t$ (MPa)	0,7847	0,9467	0,6089	0,6709	0,6186	0,7994	0,9190
f_{cj} (MPa)	25	25	25	25	25	25	25
K compression							
K traction	0,6860	0,6213	0,7564	0,7316	0,7525	0,6802	0,6323
s_t (mm)	158,95	140,40	149,37	164,17	147,26	158,27	139,93

- Ferraillage horizontale des voiles du 9eme niveau du noyau central :

Tab .V.93 :Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)							
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4	Voile5	Voile6	Voile7
L (m)	4,55	1,24	3,85	1,9	3,36	3,3	3,5
vu (KN)	1944,98	577,7	1590,05	617,37	1415,02	1501,56	1608,43
b (m)	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
d (m)	4,52	1,21	3,82	1,87	3,33	3,27	3,47
(MPa)	1,7212	1,9097	1,6649	1,3205	1,6997	1,8367	1,85409

Tab V.94 :Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)							
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4	Voile5	Voile6	Voile7
t **(mm)**	12	12	12	12	12	12	12
A_t**(mm^2)**	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235	235	235	235	235
	1	1	1	1	1	1	1
N (KN)	877,88	284,1	378,47	314,95	301,02	-419,41	-621,89
B (mm^2)	1137500	310000	962500	475000	840000	825000	875000
c **(MPa)**						-0,5083	-0,7107
t **(MPa)**	0,7717	0,9164	0,3932	0,6630	0,3583		
f_{cj} (MPa)	25	25	25	25	25	25	25
K compression						0,9389	0,9147
K traction	0,69129	0,6334	0,8427	0,7347	0,8566		
s_t (mm)	166,67	147,55	158,02	177,44	156,40	150,45	180,38

- Ferraillage horizontale des voiles du 10eme niveau du noyau central :

Tab .V.95 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)							
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4	Voile5	Voile6	Voile7
L (m)	4,55	1,24	3,85	1,9	3,36	3,3	3,5
vu (KN)	1729,36	514,22	1390,71	504,47	1244,28	1267,41	1339,82
b (m)	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
d (m)	4,52	1,21	3,82	1,87	3,33	3,27	3,47
(MPa)	1,5304	1,6999	1,4562	1,0790	1,4946	1,5503	1,5444

Tab V.96 :Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)							
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4	Voile5	Voile6	Voile7
t (mm)	12	12	12	12	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235	235	235	235	235
	1	1	1	1	1	1	1
N (KN)	808,77	264,45	387,1	282,52	-241,57	-366,41	-506,85
B (mm^2)	1137500	310000	962500	475000	840000	825000	875000
c (MPa)					-0,2875	-0,4441	-0,5792
t (MPa)	0,7110	0,8530	0,4021	0,5947			
f_{cj} (MPa)	25	25	25	25	25	25	25
K compression					0,9654	0,9467	0,9304
K traction	0,7155	0,6587	0,8391	0,7620			
s_t (mm)	176,75	156,39	168,97	196,29	216,58	163,76	208,30

- Ferraillage horizontale des voiles du 11eme niveau du noyau central :

Tab .V.97 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)							
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4	Voile5	Voile6	Voile7
L (m)	4,55	1,24	3,85	1,9	3,36	3,3	3,5
vu (KN)	1497,4	451,83	1176,55	392,4	1051,93	1027,86	1081,23
b (m)	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
d (m)	4,52	1,21	3,82	1,87	3,33	3,27	3,47
(MPa)	1,3251	1,4936	1,2319	0,8393	1,2635	1,2573	1,2463

Tab V.98 :Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)							
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4	Voile5	Voile6	Voile7
t (mm)	12	12	12	12	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235	235	235	235	235
	1	1	1	1	1	1	1
N (KN)	683,09	233,04	364,41	217,16	-202,89	-281,26	-378,37
B (mm^2)	1137500	310000	962500	475000	840000	825000	875000
c (MPa)					-0,2415	-0,3409	-0,4324
t (MPa)	0,6005	0,7517	0,3786	0,4571			

f_{cj} (MPa)	25	25	25	25	25	25	25
K compression					0,9710	0,9590	0,9481
K traction	0,7597	0,6993	0,8485	0,8171			
s_t (mm)	189,95	166,84	183,71	222,56	252,5	181,85	253,10

- Ferraillage horizontale des voiles du 12eme niveau du noyau central :

Tab .V.99 :Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)							
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4	Voile5	Voile6	Voile7
L (m)	4,55	1,24	3,85	1,9	3,36	3,3	3,5
vu (KN)	1255,74	397,54	928,04	370,69	788,09	753,14	784,63
b (m)	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
d (m)	4,52	1,21	3,82	1,87	3,33	3,27	3,47
(MPa)	1,1112	1,3141	0,9717	0,7929	0,9466	0,9212	0,9044

Tab V.100 :Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)							
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4	Voile5	Voile6	Voile7
t (mm)	12	12	12	12	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235	235	235	235	235
	1	1	1	1	1	1	1
N (KN)	496,74	182,84	262,71	126,98	-133,09	-185,93	-244,17
B (mm^2)	1137500	310000	962500	475000	840000	825000	875000
c (MPa)					-0,1584	-0,2253	-0,2790
t (MPa)	0,4366	0,5898	0,2729	0,2673			
f_{cj} (MPa)	25	25	25	25	25	25	25
K compression					0,9809	0,9729	0,9665
K traction	0,8253	0,7640	0,8908	0,8930			
s_t (mm)	207,43	177,87	206,85	228,99	300	212,44	300

- Ferraillage horizontale des voiles du 13eme niveau du noyau central :

Tab .V.101 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)							
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4	Voile5	Voile6	Voile7
L (m)	4,55	1,24	3,85	1,9	3,36	3,3	3,5
vu (KN)	1255,74	397,54	928,04	370,69	788,09	753,14	784,63
b (m)	1067,58	324,63	608,59	330,87	469,24	409,69	412,56
d (m)	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
(MPa)	4,52	1,21	3,82	1,87	3,33	3,27	3,47

Tab V.102 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)							
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4	Voile5	Voile6	Voile7
t **(mm)**	12	12	12	12	12	12	12
A_t**(mm^2)**	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235	235	235	235	235
	1	1	1	1	1	1	1
N (KN)	166,74	115,43	-61,37	92,58	-62,85	-80,98	-113,9
B (mm^2)	1137500	310000	962500	475000	840000	825000	875000
c **(MPa)**			-0,0637		-0,0748	-0,0981	-0,1301
t **(MPa)**	0,1465	0,3723		0,1949			
f_{cj} (MPa)	25	25	25	25	25	25	25
K compression			0,9923		0,9910	0,9882	0,9843
K traction	0,9413	0,8510		0,9220			
s_t (mm)	224,97	196,83	1854,69	242,38	300	288,04	300

V.3.4.2 Ferraillage des voiles extrêmes

- Ferraillage horizontal des voiles du sous-sol :

Tab .V.103 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)				
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4
L (m)	3,1	3,1	3,1	3,1
vu (KN)	523,75	553,78	199,04	210,77
b (m)	0,25	0,25	0,25	0,25
d (m)	3,07	3,07	3,07	3,07
(MPa)	0,68241042	0,72153746	0,2593355	0,27461889

Tab V.104 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)				
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4
t (mm)	12	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235	235
	1	1	1	1
N (KN)	-1528,28	-1496,61	-1503,41	-1522,4
B (mm^2)	775000	775000	775000	775000
c (MPa)	-1,9719741	-1,9311096	-1,9398838	-1,9643871
f_{cj} (MPa)	25	25	25	25
K compression	0,7633631	0,76826684	0,76721394	0,76427355
s_t (mm)	274,55702	418,387496	300	300

- Ferraillage horizontal des voiles du RDC :

Tab .V.105 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)				
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4
L (m)	3,1	3,1	3,1	3,1
vu (KN)	730,98	783,69	133,15	142,13
b (m)	0,25	0,25	0,25	0,25
d (m)	3,07	3,07	3,07	3,07
(MPa)	0,95241694	1,02109446	0,17348534	0,18518567

Tab V.106 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)				
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4
t (mm)	12	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235	235
	1	1	1	1
N (KN)	-2728,64	-2593,48	-2823,93	-2834,98
B (mm^2)	775000	775000	775000	775000
c (MPa)	-3,5208258	-3,3464258	-3,6437806	-3,6580387
f_{cj} (MPa)	25	25	25	25
K compression	0,5775009	0,5984289	0,56274632	0,56103535
s_t (mm)	228,470626	254,077377	300	300

- Ferraillage horizontal des voiles du 1er niveau :

Tab .V.107 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)				
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4
L (m)	3,1	3,1	3,1	3,1
vu (KN)	322,71	281,25	588,84	569,29
b (m)	0,25	0,25	0,25	0,25
d (m)	3,07	3,07	3,07	3,07
(MPa)	0,42046906	0,36644951	0,76721824	0,74174593

Tab V.108 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)				
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4
$_t$ (mm)	12	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235	235
	1	1	1	1
N (KN)	-2275,3	-2238,91	-2162,74	-2102,64
B (mm^2)	775000	775000	775000	775000
$_c$ (MPa)	-2,9358709	-2,8889161	-2,7906322	-2,7130838
f_{cj} (MPa)	25	25	25	25
K compression	0,64769548	0,65333006	0,66512413	0,67442994
s_t (mm)	300	300	300	300

- Ferraillage horizontal des voiles du 2eme niveau :

Tab .V.109 :Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)				
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4
L (m)	3,1	3,1	3,1	3,1
vu (KN)	237,6	211,73	389,87	359,33
b (m)	0,25	0,25	0,25	0,25
d (m)	3,07	3,07	3,07	3,07
(MPa)	0,30957655	0,27586971	0,50797394	0,46818241

Tab V.110 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)				
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4
$_t$ (mm)	12	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235	235
	1	1	1	1
N (KN)	-2217,93	-2186,34	-2086,17	-2030,06
B (mm^2)	775000	775000	775000	775000
$_c$ (MPa)	-2,8618451	-2,8210837	-2,6918322	-2,6194322
f_{cj} (MPa)	25	25	25	25
K compression	0,65657858	0,66146994	0,67698013	0,68566813
s_t (mm)	300	300	300	300

- Ferraillage horizontal des voiles du 3eme niveau :

Tab .V.111 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)				
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4
L (m)	3,1	3,1	3,1	3,1
vu (KN)	200,6	176,08	315,13	329,29
b (m)	0,25	0,25	0,25	0,25
d (m)	3,07	3,07	3,07	3,07
(MPa)	0,26136808	0,2294202	0,41059283	0,42904235

Tab V.112 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)				
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4
$_t$ (mm)	12	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235	235
	1	1	1	1
N (KN)	-2059,78	-2033,77	-1930,55	-1884,94
B (mm^2)	775000	775000	775000	775000
$_c$ (MPa)	-2,6577806	-2,6242193	-2,4910322	-2,4321806
f_{cj} (MPa)	25	25	25	25
K compression	0,68106632	0,68509368	0,70107613	0,70813832
s_t (mm)	300	300	300	300

- Ferraillage horizontal des voiles du 4eme niveau :

Tab .V.113 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)				
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4
L (m)	3,1	3,1	3,1	3,1
vu (KN)	130,35	108,68	321,3	306,48
b (m)	0,25	0,25	0,25	0,25
d (m)	3,07	3,07	3,07	3,07
(MPa)	0,16983713	0,14160261	0,41863192	0,39932248

Tab V.114 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)				
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4
$_t$ (mm)	12	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235	235
	1	1	1	1
N (KN)	-1877,6	-1852,77	-1760	-1721,83
B (mm^2)	775000	775000	775000	775000
$_c$ (MPa)	-2,4227096	-2,3906709	-2,2709677	-2,2217161
f_{cj} (MPa)	25	25	25	25
K compression	0,70927484	0,71311948	0,72748387	0,73339406
s_t (mm)	300	300	300	300

- Ferraillage horizontal des voiles du 5eme niveau :

Tab .V.115 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)				
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4
L (m)	3,1	3,1	3,1	3,1
vu (KN)	135,56	112,72	260,4	228,79
b (m)	0,25	0,25	0,25	0,25
d (m)	3,07	3,07	3,07	3,07
(MPa)	0,17662541	0,14686645	0,33928339	0,29809772

Tab V.116 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)				
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4
t (mm)	12	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235	235
	1	1	1	1
N (KN)	-1797,78	-1771,37	-1684,29	-1645,85
B (mm^2)	775000	775000	775000	775000
c (MPa)	-2,3197161	-2,2856387	-2,173277	-2,1236774
f_{cj} (MPa)	25	25	25	25
K compression	0,72163406	0,72572335	0,73920671	0,74515871
s_t (mm)	300	300	300	300

- Ferraillage horizontal des voiles du 6eme niveau :

Tab .V.117 :Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)				
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4
L (m)	3,1	3,1	3,1	3,1
vu (KN)	109,57	90,83	247,67	225,2
b (m)	0,25	0,25	0,25	0,25
d (m)	3,07	3,07	3,07	3,07
(MPa)	0,14276221	0,11834528	0,32269707	0,2934202

Tab V.118 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)				
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4
t (mm)	12	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235	235
	1	1	1	1
N (KN)	-1621,11	-1597,91	-1520	-1486
B (mm^2)	775000	775000	775000	775000
c (MPa)	-2,0917548	-2,0618193	-1,9612903	-1,9174193
f_{cj} (MPa)	25	25	25	25
K compression	0,74898942	0,75258168	0,76464516	0,76990968
s_t (mm)	300	300	300	300

- Ferraillage horizontal des voiles du 7eme niveau :

Tab .V.119 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)				
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4
L (m)	3,1	3,1	3,1	3,1
vu (KN)	80,99	61,97	218,38	201,75
b (m)	0,25	0,25	0,25	0,25
d (m)	3,07	3,07	3,07	3,07
(MPa)	0,10552443	0,08074267	0,2845342	0,26286645

Tab V.120 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)				
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4
t (mm)	12	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235	235
	1	1	1	1
N (KN)	-1421,69	-1402,65	-1333,7	-1307,99
B (mm^2)	775000	775000	775000	775000
c (MPa)	-1,8344387	-1,8098709	-1,7209032	-1,6877290
f_{cj} (MPa)	25	25	25	25
K compression	0,77986735	0,78281548	0,79349161	0,79747252
s_t (mm)	300	300	300	300

- Ferraillage horizontal des voiles du 8eme niveau :

Tab .V.121 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)				
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4
L (m)	3,1	3,1	3,1	3,1
vu (KN)	79,91	61,21	218,38	183,59
b (m)	0,25	0,25	0,25	0,25
d (m)	3,07	3,07	3,07	3,07
(MPa)	0,10411726	0,07975244	0,2845342	0,23920521

Tab V.122 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)				
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4
$_t$ (mm)	12	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235	235
	1	1	1	1
N (KN)	-1296,71	-1280,62	-1333,7	-1195,73
B (mm^2)	775000	775000	775000	775000
$_c$ (MPa)	-1,6731741	-1,652412	-1,7209032	-1,5428774
f_{cj} (MPa)	25	25	25	25
K compression	0,7992191	0,80171045	0,79349161	0,81485471
s_t (mm)	300	300	300	300

- Ferraillage horizontal des voiles du 9eme niveau

Tab .V.123 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)				
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4
L (m)	3,1	3,1	3,1	3,1
vu (KN)	67,4	46,86	172,12	158,55
b (m)	0,25	0,25	0,25	0,25
d (m)	3,07	3,07	3,07	3,07
(MPa)	0,08781759	0,06105537	0,22426059	0,2065798

Tab V.124 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)				
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4
$_t$ (mm)	12	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235	235
	1	1	1	1
N (KN)	-1098	-1086,02	-1029,13	-1015,99
B (mm^2)	775000	775000	775000	775000
$_c$ (MPa)	-1,4167741	-1,4013161	-1,3279096	-1,3109548
f_{cj} (MPa)	25	25	25	25
K compression	0,8299871	0,83184206	0,84065084	0,84268542
s_t (mm)	0.30	0.30	0.30	0.30

- Ferraillage horizontal des voiles du 10eme niveau

Tab .V.125 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)				
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4
L (m)	3,1	3,1	3,1	3,1
vu (KN)	60,83	39,96	149,08	139,56
b (m)	0,25	0,25	0,25	0,25
d (m)	3,07	3,07	3,07	3,07
(MPa)	0,07925733	0,05206515	0,19424104	0,18183713

Tab V.126 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)				
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4
$_t$ (mm)	12	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235	235
	1	1	1	1
N (KN)	-857,67	-872,11	-826,21	-817,76
B (mm^2)	775000	775000	775000	775000
$_c$ (MPa)	-1,1066709	-1,1253032	-1,0660774	-1,0551741
f_{cj} (MPa)	25	25	25	25
K compression	0,86719948	0,86496361	0,87207071	0,8733791
s_t (mm)	300	300	300	300

- Ferraillage horizontal des voiles du 11eme niveau :

Tab .V.127 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)				
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4
L (m)	3,1	3,1	3,1	3,1
vu (KN)	60,64	40,89	133,05	127,66
b (m)	0,25	0,25	0,25	0,25
d (m)	3,07	3,07	3,07	3,07
(MPa)	0,07900977	0,05327687	0,17335505	0,16633225

Tab V.128 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)				
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4
$_t$ (mm)	12	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235	235
	1	1	1	1
N (KN)	-702,13	-696,1	-658,59	-653,14
B (mm^2)	775000	775000	775000	775000
$_c$ (MPa)	-0,9059741	-0,8981935	-0,8497935	-0,8427612
f_{cj} (MPa)	25	25	25	25
K compression	0,8912831	0,89221677	0,89802477	0,89886865
s_t (mm)	0.30	0.30	0.30	0.30

- Ferraillage horizontal des voiles du 12eme niveau :

Tab .V.129 :Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)				
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4
L (m)	3,1	3,1	3,1	3,1
vu (KN)	59,78	34,62	103,87	104,67
b (m)	0,25	0,25	0,25	0,25
d (m)	3,07	3,07	3,07	3,07
(MPa)	0,07788925	0,04510749	0,1353355	0,13637785

Tab V.130 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)				
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4
$_t$ (mm)	12	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235	235
	1	1	1	1
N (KN)	-478,64	-475,86	-448,78	-445,2
B (mm^2)	775000	775000	775000	775000
$_c$ (MPa)	-0,6176	-0,6140129	-0,5790709	-0,5744516
f_{cj} (MPa)	25	25	25	25
K compression	0,925888	0,92631845	0,93051148	0,93106581
s_t (mm)	300	300	300	300

- Ferraillage horizontal des voiles du 13eme niveau :

Tab .V.129 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)				
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4
L (m)	3,1	3,1	3,1	3,1
vu (KN)	145,74	128,66	212	220,41
b (m)	0,25	0,25	0,25	0,25
d (m)	3,07	3,07	3,07	3,07
(MPa)	0,18988925	0,16763518	0,2762215	0,28717915

Tab V.130 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)				
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4
$_t$ (mm)	12	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235	235
	1	1	1	1
N (KN)	-238,5	-238,39	-224,43	-222,43
B (mm^2)	775000	775000	775000	775000
$_c$ (MPa)	-0,3077419	-0,3076	-0,2895871	-0,2870064
f_{cj} (MPa)	25	25	25	25
K compression	0,96307097	0,963088	0,96524955	0,96555923
s_t (mm)	300	300	300	300

V.3.4.3 Ferraillage horizontal des voiles d'ascenseur

- Ferraillage horizontal des voiles du sous-sol:

Tab .V.131 :Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)			
N°	Voile1	Voile2	Voile3
L (m)	2,3	2,73	2,73
vu (KN)	296,84	199,12	200,53
b (m)	0,25	0,25	0,25
d (m)	2,27	2,7	2,7
(MPa)	0,52306608	0,29499259	0,29708148

Tab V.132 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)			
N°	Voile1	Voile2	Voile3
t (mm)	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235
	1	1	1
N (KN)	-1189,76	-1208,06	-1200,75
B (mm^2)	575000	682500	682500
$_c$ (MPa)	-2,0691478	-1,7700512	-1,7593406
f_{cj} (MPa)	25	25	25
K compression	0,75170226	0,78759385	0,78887912
s_t (mm)	300	300	300

- Ferraillage horizontal des voiles du RDC :

Tab .V.133 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)			
N°	Voile1	Voile2	Voile3
L (m)	2,3	2,73	2,73
vu (KN)	397,48	660,78	662,31
b (m)	0,25	0,25	0,25
d (m)	2,27	2,7	2,7
(MPa)	0,70040529	0,97893333	0,9812

Tab V.134 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)			
N°	Voile1	Voile2	Voile3
t (mm)	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235
	1	1	1
N (KN)	-1127,57	-709,02	-789,74
B (mm^2)	575000	682500	682500
$_c$ (MPa)	-1,9609913	-1,0388571	-1,1571282
f_{cj} (MPa)	25	25	25
K compression	0,76468104	0,87533714	0,86114462
s_t (mm)	270,760773	300	300

- Ferraillage horizontal des voiles du 1er niveau :

Tab .V.135 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)			
N°	Voile1	Voile2	Voile3
L (m)	2,3	2,73	2,73
vu (KN)	418,59	408,61	364,73
b (m)	0,25	0,25	0,25
d (m)	2,27	2,7	2,7
(MPa)	0,73760352	0,60534815	0,54034074

Tab V.136 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)			
N°	Voile1	Voile2	Voile3
$_t$ (mm)	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235
	1	1	1
N (KN)	-1127,36	-692,22	-728,97
B (mm^2)	575000	682500	682500
$_c$ (MPa)	-1,9606260	-1,0142417	-1,0680879
f_{cj} (MPa)	25	25	25
K compression	0,76472487	0,87829099	0,87182945
s_t (mm)	263,355549	300	300

- Ferraillage horizontal des voiles du 2eme niveau :

Tab .V.137 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)			
N°	Voile1	Voile2	Voile3
L (m)	2,3	2,73	2,73
vu (KN)	397,04	333,27	314,33
b (m)	0,25	0,25	0,25
d (m)	2,27	2,7	2,7
(MPa)	0,69962996	0,49373333	0,46567407

Tab V.138 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)			
N°	Voile1	Voile2	Voile3
t **(mm)**	12	12	12
A_t**(mm²)**	226,08	226,08	226,08
f_{et} **(MPa)**	235	235	235
	1	1	1
N (KN)	-1059,34	-627,51	-631,37
B (mm^2)	575000	682500	682500
c **(MPa)**	-1,8423304	-0,9194285	-0,9250842
f_{cj} **(MPa)**	25	25	25
K compression	0,77892035	0,88966857	0,88898989
s_t **(mm)**	271,108576	300	300

- Ferraillage horizontal des voiles du 3eme niveau :

Tab .V.139 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)			
N°	Voile1	Voile2	Voile3
L (m)	2,3	2,73	2,73
vu (KN)	369,5	255,23	251,69
b (m)	0,25	0,25	0,25
d (m)	2,27	2,7	2,7
(MPa)	0,65110132	0,37811852	0,37287407

Tab V.140 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)			
N°	Voile1	Voile2	Voile3
t **(mm)**	12	12	12
A_t**(mm²)**	226,08	226,08	226,08
f_{et} **(MPa)**	235	235	235
	1	1	1
N (KN)	-999,68	-583,57	-566,26
B (mm^2)	575000	682500	682500
c **(MPa)**	-1,7385739	-0,8550476	-0,8296849
f_{cj} **(MPa)**	25	25	25
K compression	0,79137113	0,89739429	0,9004378
s_t **(mm)**	282,007424	300	300

- Ferraillage horizontal des voiles du 4eme niveau :

Tab .V.141 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)			
N°	Voile1	Voile2	Voile3
L (m)	2,3	2,73	2,73
vu (KN)	337,92	233,7	207,36
b (m)	0,25	0,25	0,25
d (m)	2,27	2,7	2,7
(MPa)	0,59545374	0,34622222	0,3072

Tab V.142 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)			
N°	Voile1	Voile2	Voile3
$_t$ (mm)	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235
	1	1	1
N (KN)	-927,1	-604,43	-662,89
B (mm^2)	575000	682500	682500
$_c$ (MPa)	-1,6123478	-0,8856117	-0,971267
f_{cj} (MPa)	25	25	25
K compression	0,80651826	0,89372659	0,88344791
s_t (mm)	296,29904	300	300

- Ferraillage horizontal des voiles du 5eme niveau :

Tab .V.143 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)			
N°	Voile1	Voile2	Voile3
L (m)	2,3	2,73	2,73
vu (KN)	305,93	189,26	198,8
b (m)	0,25	0,25	0,25
d (m)	2,27	2,7	2,7
(MPa)	0,5390837	0,28038519	0,29451852

Tab V.144 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)			
N°	Voile1	Voile2	Voile3
t **(mm)**	12	12	12
A_t**(mm²)**	226,08	226,08	226,08
f_{et} **(MPa)**	235	235	235
	1	1	1
N (KN)	-828,84	-675,96	-702,4
B (mm^2)	575000	682500	682500
c **(MPa)**	-1,4414608	-0,9904175	-1,0291575
f_{cj} **(MPa)**	25	25	25
K compression	0,8270247	0,88114989	0,8765011
s_t **(mm)**	300	300	300

- Ferraillage horizontal des voiles du 6eme niveau :

Tab .V.145 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)			
N°	Voile1	Voile2	Voile3
L (m)	2,3	2,73	2,73
vu (KN)	275,3	159,14	167,02
b (m)	0,25	0,25	0,25
d (m)	2,27	2,7	2,7
(MPa)	0,48511013	0,23576296	0,24743704

Tab V.146 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)			
N°	Voile1	Voile2	Voile3
t **(mm)**	12	12	12
A_t**(mm²)**	226,08	226,08	226,08
f_{et} **(MPa)**	235	235	235
	1	1	1
N (KN)	-749,36	-643,29	-639,73
B (mm^2)	575000	682500	682500
c **(MPa)**	-1,3032347	-0,9425495	-0,9373333
f_{cj} **(MPa)**	25	25	25
K compression	0,84361183	0,88689407	0,88752
s_t **(mm)**	300	300	300

- Ferraillage horizontal des voiles du 7eme niveau :

Tab .V.147 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)			
N°	Voile1	Voile2	Voile3
L (m)	2,3	2,73	2,73
vu (KN)	245,56	131,51	142,54
b (m)	0,25	0,25	0,25
d (m)	2,27	2,7	2,7
(MPa)	0,43270485	0,19482963	0,21117037

Tab V.148 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)			
N°	Voile1	Voile2	Voile3
$_t$ (mm)	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235
	1	1	1
N (KN)	-661,75	-515,75	-484,73
B (mm^2)	575000	682500	682500
$_c$ (MPa)	-1,1508697	-0,7556776	-0,7102271
f_{cj} (MPa)	25	25	25
K compression	0,86189565	0,90931868	0,91477275
s_t (mm)	300	300	300

- Ferraillage horizontal des voiles du 8eme niveau :

Tab .V.149 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)			
N°	Voile1	Voile2	Voile3
L (m)	2,3	2,73	2,73
vu (KN)	214,31	104,73	115,24
b (m)	0,25	0,25	0,25
d (m)	2,27	2,7	2,7
(MPa)	0,37763877	0,15515556	0,17072593

Tab V.150 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)			
N°	Voile1	Voile2	Voile3
t (mm)	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235
	1	1	1
N (KN)	-569,49	-331,18	-294,84
B (mm^2)	575000	682500	682500
$_c$ (MPa)	-0,9904173	-0,4852454	-0,432
f_{cj} (MPa)	25	25	25
K compression	0,88114991	0,94177055	0,94816
s_t (mm)	300	300	300

- Ferraillage horizontal des voiles du 9eme niveau :

Tab .V.151 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)			
N°	Voile1	Voile2	Voile3
L (m)	2,3	2,73	2,73
vu (KN)	178,64	76,55	85,03
b (m)	0,25	0,25	0,25
d (m)	2,27	2,7	2,7
(MPa)	0,31478414	0,11340741	0,12597037

Tab V.152 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)			
N°	Voile1	Voile2	Voile3
t (mm)	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235
	1	1	1
N (KN)	-474,43	-276,12	-251,92
B (mm^2)	575000	682500	682500
$_c$ (MPa)	-0,8250956	-0,4045714	-0,3691135
f_{cj} (MPa)	25	25	25
K compression	0,90098852	0,95145143	0,95570637
s_t (mm)	300	300	300

- Ferraillage horizontal des voiles du 10eme niveau :

Tab .V.153 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)			
N°	Voile1	Voile2	Voile3
L (m)	2,3	2,73	2,73
vu (KN)	136,17	86,47	88,05
b (m)	0,25	0,25	0,25
d (m)	2,27	2,7	2,7
(MPa)	0,23994714	0,1281037	0,13044444

Tab V.154 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)			
N°	Voile1	Voile2	Voile3
$_t$ (mm)	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235
	1	1	1
N (KN)	-378,51	-221,19	-205,01
B (mm^2)	575000	682500	682500
$_c$ (MPa)	-0,6582782	-0,3240879	-0,3003809
f_{cj} (MPa)	25	25	25
K compression	0,92100661	0,96110945	0,96395429
s_t (mm)	300	300	300

- Ferraillage horizontal des voiles du 11eme niveau :

Tab .V.155 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)			
N°	Voile1	Voile2	Voile3
L (m)	2,3	2,73	2,73
vu (KN)	94,45	97,72	88,05
b (m)	0,25	0,25	0,25
d (m)	2,27	2,7	2,7
(MPa)	0,16643172	0,14477037	0,13044444

Tab V.156 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)			
N°	Voile1	Voile2	Voile3
$_t$ (mm)	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235
	1	1	1
N (KN)	-283,43	244,07	-205,01
B (mm^2)	575000	682500	682500
$_c$ (MPa)	-0,6582782		-0,3003809
$_t$ (MPa)		0,35761172	
f_{cj} (MPa)	25	25	25
K compression	0,94084939		0,96395429
K traction		0,85695531	
s_t (mm)	300	300	300

- Ferraillage horizontal des voiles du 12eme niveau :

Tab .V.157 : Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)			
N°	Voile1	Voile2	Voile3
L (m)	2,3	2,73	2,73
vu (KN)	107,99	131,81	131,64
b (m)	0,25	0,25	0,25
d (m)	2,27	2,7	2,7
(MPa)	0,19029075	0,19527407	0,19502222

Tab V.158 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)			
N°	Voile1	Voile2	Voile3
$_t$ (mm)	12	12	12
A_t(mm^2)	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235
	1	1	1
N (KN)	209,57	271,89	282,91
B (mm^2)	575000	682500	682500
$_t$ (MPa)	0,36446957	0,39837363	0,41452015
f_{cj} (MPa)	25	25	25
K traction	0,85421217	0,84065055	0,83419194
s_t (mm)	300	300	300

- Ferraillage horizontal des voiles du 13eme niveau :

Tab .V.159 :Les résultats de calcul de (MPa)

Les résultats de calcul de (MPa)			
N°	Voile1	Voile2	Voile3
L (m)	2,3	2,73	2,73
vu (KN)	201,71	249,88	243,07
b (m)	0,25	0,25	0,25
d (m)	2,27	2,7	2,7
(MPa)	0,35543612	0,37019259	0,3601037

Tab V.160 : Section et espacement des armatures horizontales

Détermination de la section d'armature (mm^2) + l'espacement (mm)			
N°	Voile1	Voile2	Voile3
$_t$ **(mm)**	12	12	12
A_t**(mm^2)**	226,08	226,08	226,08
f_{et} (MPa)	235	235	235
	1	1	1
N (KN)	140,43	489,57	483,25
B (mm^2)	575000	682500	682500
$_t$ **(MPa)**	0,24422609	0,71731868	0,70805861
f_{cj} (MPa)	25	25	25
K traction	0,90230957	0,71307253	0,71677656
s_t (mm)	300	300	300

Récapitulation

Dans la zone courante et la zone d'about on adopte des cadres de 12 *mm* pour attacher les aciers de flexion, et pour garder un espacement constant entre les nappes d'acier. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

Les espacements sont résumés dans les tableaux. V.161et V.162 et V.163 suivant :

Tab V.161 : L'espacement pour les voiles du noyau central

l'espacement (cm)							
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4	Voile5	Voile6	Voile7
SS	18	29	25	25	30	29	30
RDC	14	14	14	11	11	11	11
1	14	14	14	13	13	11	13
2	14	14	13	13	12	11	12
3	14	13	13	12	13	11	12
4	14	14	13	13	13	12	12
5	14	14	13	14	13	12	12
6	18	14	13	14	13	13	12
7	18	13	14	15	14	14	13
8	14	14	14	16	14	15	13
9	14	14	15	17	15	15	18
10	18	15	16	19	21	16	20
11	18	16	18	22	25	18	25
12	20	17	20	22	30	21	30
13	20	19	18	24	30	28	30

Tab V.162 : L'espacement pour les voiles extrême

l'espacement (cm)				
N°	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4
SS	27	30	30	30
RDC	22	25	30	30
1	30	30	30	30
2	30	30	30	30
3	30	30	30	30
4	30	30	30	30
5	30	30	30	30
6	30	30	30	30
7	30	30	30	30
8	30	30	30	30
9	30	30	30	30
10	30	30	30	30
11	30	30	30	30
12	30	30	30	30
13	30	30	30	30

Tab V.163 : L'espacement pour les voiles d'ascenseur

l'espacement (cm)			
	Voile1	Voile2	Voile3
SS	30	30	30
RDC	27	30	30
1	26	30	30
2	27	30	30
3	28	30	30
4	29	30	30
5	30	30	30
6	30	30	30
7	30	30	30
8	30	30	30
9	30	30	30
10	30	30	30
11	30	30	30
12	30	30	30
13	30	30	30

V.3.5 Vérification des contraintes de cisaillement

- Selon l'article ***7.7.2 de RPA 99v2003***, on doit vérifier la formule suivante :

$$_b = \frac{1.4 \quad V}{0.9} = \frac{1.4 \quad 2.12949}{0.9 \quad 3.85 \quad 0.2} = 4.30 \leq \quad = 0.2 \quad _c \quad = 0.2 \quad 25 = 5MPa$$

$$_b = 4.30\ MPa \ \leq \quad = 5MPa \qquad \textbf{co} \quad \textbf{itio} \ \text{é} \ \textbf{ifi}\text{é}$$

Selon ***CBA93***, on doit vérifier la formule suivante *:*

Pour une fissuration préjudiciable :

$$= \frac{V}{d} = \frac{2.12949}{3.82 \quad 0.2} = 2.78\ MPa \leq \quad = Min\ \frac{0.15\ _c}{_b}\ ; 4MPa \quad = 3.75MPa$$

$$_b = 2.78\ MPa \leq \quad = 3.75MPa \qquad \textbf{co} \quad \textbf{itio} \ \text{é} \ \textbf{ifié}$$

V.4 *Conclusion*

Dans ce chapitre on a vue le ferraillage des éléments structuraux, on a déterminé le ferraillage de tous les éléments structuraux soit les poteaux, les poutres ou les voiles, mais cette tache à était délicate vue le nombre important de chacun de ces éléments donc on a fait recourt au matériel informatique qui même ce dernier prenait du temps assez important.
On pourra ainsi entamer le prochain chapitre qui traite de l'infrastructure.

CHAPITRE VI

Etude de l'infrastructure

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Introduction

Par définition le mot infrastructure, et dans le domaine de génie civil est un ensemble d'éléments structuraux interconnectés qui fournissent le cadre pour supporter la totalité de la structure.

Elle se compose essentiellement des fondations, d'un ouvrage ainsi que d'éventuels niveaux enterrés. Elle assure néanmoins le transit des efforts venant de la partie aérienne du projet ***superstructure*** vers les éléments de fondations notamment par le biais de poutres.

Dans le présent projet, l'étude de l'infrastructure se fait en deux étapes, la première on calculera les murs périphériques se trouvant au sous sol, pour le parking, et les fondations dont le type sera déterminé en fonction des condition qu'on verra prochainement.

VI.1 Voile périphérique

VI.1.1 Définition

Le voile périphérique est un voile en béton armé continu entre le niveau des fondations et le niveau de base, généralement de faible épaisseur, il assure la rétention des terres pour le sous-sol, constitue une liaison rigide entre les points d'appui de la structure, ainsi il favorise son encastrement dans le sol.

VI.1.2 Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionné, on se réfère au règlement parasismique algérien **RPA99v2003** article **10.1.2** qui donne comme épaisseur minimal $e = 15\ cm$

VI.1.3 Hypothèses de calcul

- Le voile périphérique est assimilé à une plaque verticale en béton armé, encastrée suivant ses quatre bords, et constitué, selon les deux directions horizontale et verticale, par l'agencement de bandes de largeur unitaire travaillante en flexion simple sous l'effet de la composante horizontale de la poussée des terres
- Le poids propre du voile périphérique ne sera pas pris en considération dans les suivants calculs, et cela à cause de son effet stabilisateur, ainsi qu'il est négligeable devant la poussée des terres, vue la faible épaisseur du voile.
- Le ferraillage est constitué de double quadrillage intérieur et extérieur, Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% de la section du voile.

- Pour limité le risque d'infiltration de l'eau au sous-sol, les fissures dans le voile sont intolérables, c'est-à-dire que la fissuration sera considérée comme très préjudiciable, ce qui conduit à calculer le ferraillage à l'ELS.

VI.1.4 Calcul des charges

- **Calcul *du coefficient des terres en repos :***

Ce coefficient se calcul par la formule de Coulomb :

$$K_a = tan \quad \frac{}{4} \quad \frac{}{2}$$

Avec :

: L'angle de frottement interne du remblai, avec $= 30°$

- ***Calcul de la pression géostatique latérale des terres (poussé) :***

Pour trouver cette valeur, on fait référence aussi à coulomb, et qui dit que la variation de la poussée des terres suivant la profondeur prend une allure linéaire graduellement croissante en allant de la surface du sol jusqu'au pied de voile périphérique, et où la valeur maximale de cette poussée est donnée par la formule suivante :

$$P_a = \frac{1}{2} \qquad _a$$

Avec :

- : Poids spécifique du remblai, avec $= 20\ KN/m$
- δ: angle de frottement dépend de la rugosité du voile, avec δ = 0
- $_a = \frac{}{cos}$
- =0°
- =0°
- : la profondeur du voile, dans notre cas $= 3.74m$

$$P_a = \frac{1}{2} \qquad _a = \frac{1}{2} \quad 20 \quad 3.74 \quad 0.3 = 41.96\ KN/m$$

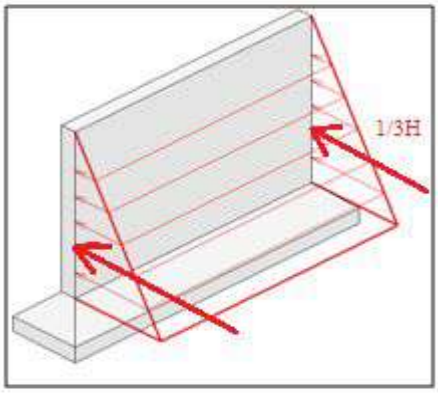


Fig. VI.1 Pressions sur le voile périphérique

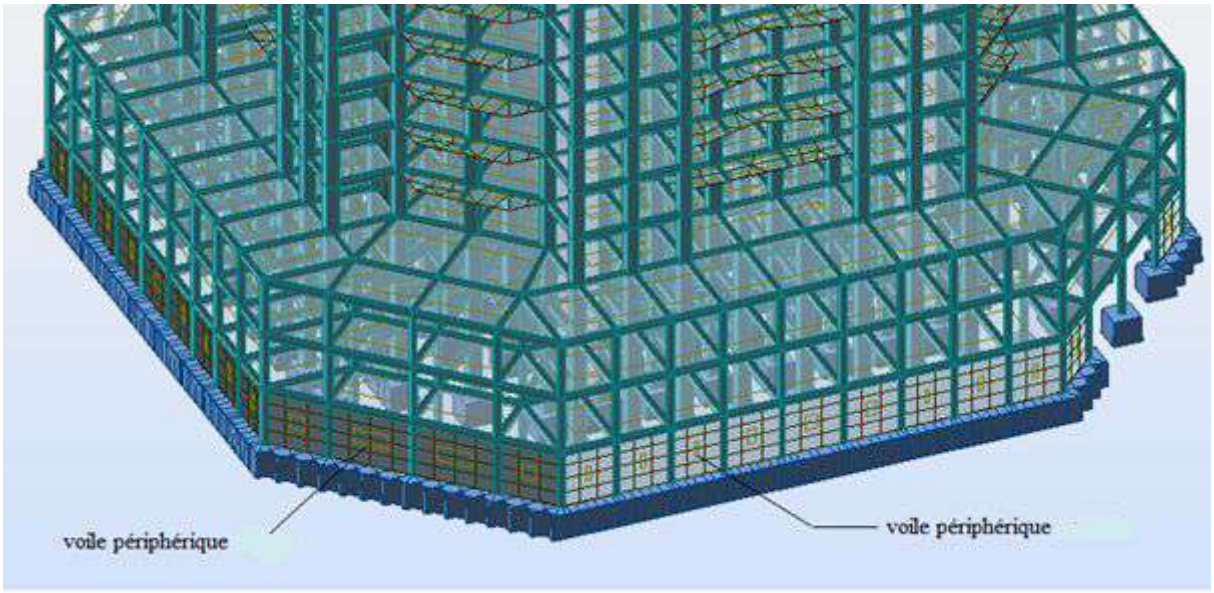


Fig. VI.2 : Vue en 3D des voiles périphériques dans la structure

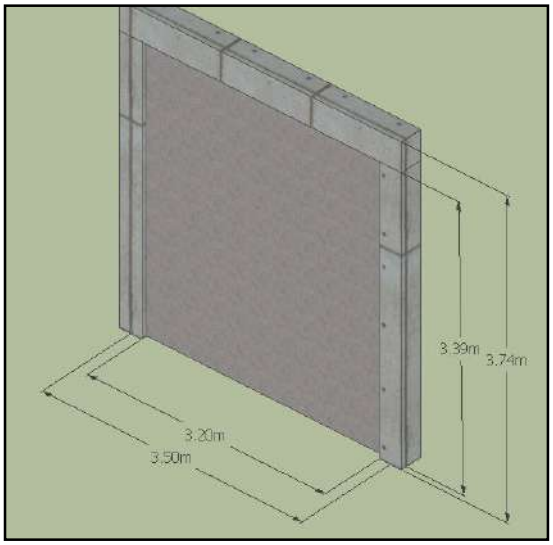


Fig.VI.3 : Vue en 2 D du voile Vertical

VI.1.5 Calcul des sollicitations

- **Détermination de l'effort normal et l'effort tranchant**

Détermination des sollicitations (N : effort normal et T : effort tranchant) s'effectue à l'aide du logiciel ROBOT

Ces résultats appartiennent aux voiles les plus sollicités sont résumés dans le tableau VI.1

Tab VI.1 : Les sollicitations N et T pour les deux type de voile périphérique

	Voile périphérique
N Effort normal (KN)	1112.89
T Effort tranchant (KN)	0.82

- **Détermination du moment due à la pression latérale géostatique**

Les résultats sont résumés dans le tableau VI.2

Tab. VI.2 : Les moments dus à la pression latérale

	Voile périphérique
Bras de Levet (m)	1.24
Le moment du à la pression (KN.m)	44.07

VI.1.6 Calcul du ferraillage

Le voile sera travaillé en flexion composé, et les résultats exploités par le logiciel robot expert sont résumés dans le tableau VI.3.

Tab .VI.3 : Ferraillage du voile périphérique

	Voile périphérique
la section minimale du RPA (cm^2)	4.8
La section calculée (cm^2)	16.5
La section choisit (cm^2)	22T10 = 17.27
Espacement (cm)	14

Comme la section d'armature calculée est largement supérieur que la section d'armature exigée par le RPA, voire tableau VI.4, donc on ferraille par la section calculée.

Tab .VI.4 : La section finale d'armature choisie

	Voile périphérique
la section minimale du RPA (cm^2)	4.8
La section calculée (cm^2)	17.27

VI.2 Calcul des fondations

VI.2.1 Introduction

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol et de l'ouvrage/interaction sol structure.

VI.2.2 Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations repose sur plusieurs critères, on motionne :

- L'assurance de la stabilité structurelle de l'ouvrage ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la structure et l'ordre de grandeur des fondations ;
- L'économie ;
- La facilité de mise en œuvre.

Il existe plusieurs choix qu'on puisse faire, différents types, où chaque type s'applique différemment aux autres, on a des fondations superficielles, semi-profondes ou profondes.

On s'intéresse beaucoup plus aux fondations superficielles qui à plusieurs types :

- Les semelles continues sous murs ;
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

VI.2.3 Rapport du sol

Selon notre rapport la contrainte du sol est déterminée à l'aide d'un pénétromètre dynamique, qui est déconseillé par le règlement algérienne RPA ver 2003, ainsi qu'on a citons le manque de :

- L'angle de frottement interne (φ) du sol et la cohésion (c).issus d'essaie de cisaillement (essaie triaxial) ;
- La coupe lithologique se fait sur une profondeur de 6m qui est insuffisant. Selon Le calcul de l'enfoncement d'un immeuble qui égale 2/3 hauteur total de la structure ;
- Les essais doivent être réalisés à cette profondeur ;
- La position de la nappe phréatique été inconnue ;
- Calcul de tassement ;
- L'essai in situ, citant : SPT, pressiomètre, pénétromètre statique …..etc ;
- Taux des chlorures ;
- L'essai pénétromètre dynamique n'est pas valable pour une profondeur de 4 m et quelques avec 4 stations seulement.

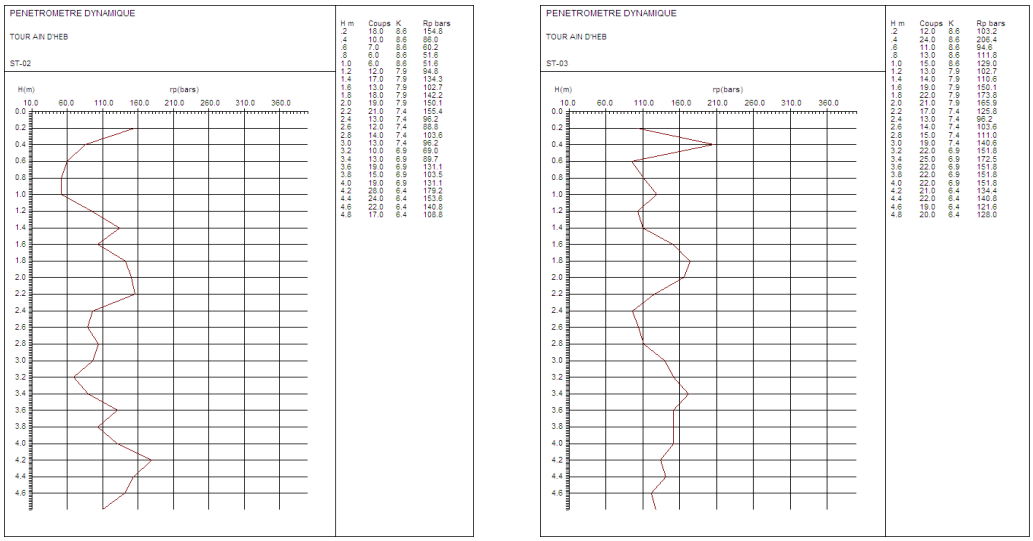


Fig.VI.4 : **Station 3 et 4 du pénétromètre dynamique**

Donc on peut proposer comme une solution, l'amélioration du sol par des colonnes ballastée, et on suppose que la capacité du sol va atteindre 2 bars, après l'essaie de chargement.

Vue la grandeur du projet il convient et on opte directement pour la solution du radier général,

Toute fois il faut connaitre l'avantage major du radier, c'est que les tassements sont tous fait en même temps ce qui ne nuis pas la superstructure, tandis que les autres types de

fondations peuvent avoir des tassements différentiels ce qui conduit à des dégâts apparents sur la superstructure.

VI.2.4 Amélioration du sol par les colonnes ballastées

Les colonnes ballastées sont des colonnes constituées de matériaux granulaires, sans cohésion, mise en place par refoulement dans le sol et compactés par passe successives. Ces colonnes ne comportent en particulier aucun liant sur leur hauteur .Elles peuvent être réalisées en maillages réguliers ou variables, en lignes, en groupes ou même de manière isolée.

Leur dimensionnement tient compte du type d'ouvrage, de nature des charges, des tassements absolus et différentiels ainsi que la nature du sol à traiter.

VI.2.4.1 Objectif du traitement

L'amélioration de sol par colonnes ballastées consiste à mettre en œuvre un maillage de colonnes constituées de matériaux ou graveleux, amenant une densification des couches compressibles et les rendant aptes à reprendre les charges issues de fondations.

-Le traitement d'un sol par colonnes ballastées conjugue les actions suivantes :

- Augmenter la capacité portante du sol ;
- Diminuer les tassements totaux et différentiels ;
- Diminuer le temps de consolidation par création d'éléments drainant ;
- Diminuer les risques induits par les phénomènes de liquéfaction lors des séismes.

VI.2.4.2 Domaine d'application

La figure VI.5 suivante illustre pour quel type de terrain on utilise les colonnes ballastées

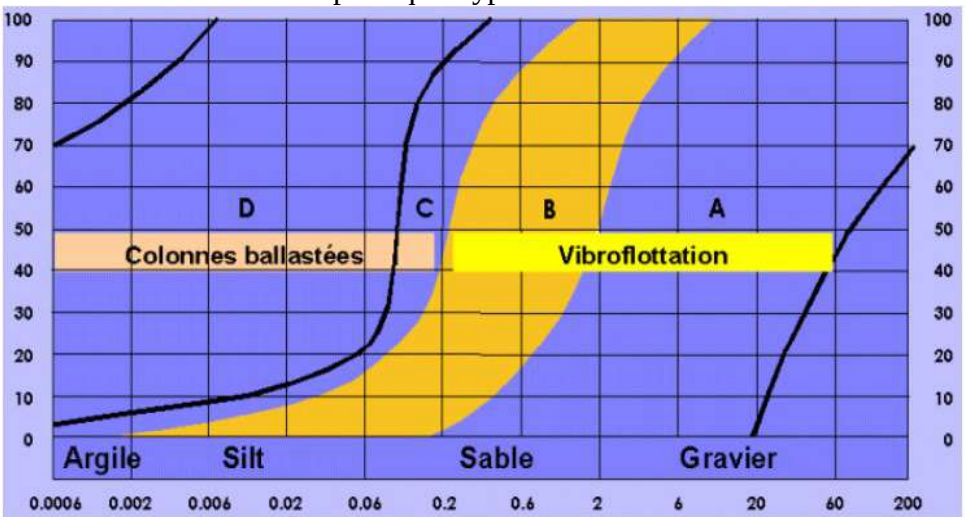


Fig.VI.5 : Domaine d'application des colonnes ballastées

VI.2.4.3 Mode opératoire

La réalisation des colonnes ballastées se fait soit :

-Par voie sèche : on utilise le lançage à l'air ;

-Par voie humide : on utilise le lançage à l'eau.

Le choix de l'outil, de ses caractéristiques et de la méthode de réalisation dépend étroitement :

-De la nature et de l'état de saturation du sol ;

-Du but recherché ;

- Des caractéristiques des matériaux d'apport.

Les matériaux d'apport doivent être de qualité et de granulométries contrôlées et les plus homogènes possibles (graves naturelles, roulées ou concassées)

La traversée des couches compactes ou d'obstacles peut être facilitée par un forage préalable, avec ou sans extraction de terrain .tout volume excavé est rempli et compacté par le matériau d'apport.

VI.2.4.3.1 Colonnes ballastées par voie humide

- Afin de réaliser la colonne ballastée, le vibreur avec les tubes prolongateur est placé au dessus du point projeté. Après démarrage du moteur, le vibreur est descendu lentement.
- Dés le début de l'opération, le sol est saturé en eau et les vibrations de l'outil génèrent un phénomène local et temporaire de liquéfaction du sol.
- Le vibreur, avec les tubes de rallonge, descend alors rapidement dans le sol sous l'effet de son poids propre.
- Lorsque la profondeur de traitement requise est atteinte, le lançage à eau est réduit, de telle façon que l'espace annulaire autour du vibreur et ses extensions reste ouvert grâce à la pression hydrostatique.
- Les matériaux d'apport sont alors introduits dans le trou pendant que l'alimentation permanente en eau assure que les matériaux atteignent bien la base du vibreur et que les particules fines du sol en place soient bien évacuées hors du trou.
- En remontant et redescendant le vibreur de façon contrôlée par passes successives jusqu'à la surface, les matériaux d'apport est expansé et compacté dans le sol
- En remontant jusqu'à la surface, le matériau d'apport est expansé et compacté dans le sol en place pour former la colonne ballastée.



Fig.VI.6 : Les ballastes



Fig.VI.7 : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide

VI.2.4.3.2 Colonnes ballastées par voie sèche

- La machine est mise en station au dessus de point de fonçage, et stabilisée sur ses vérins .un chargeur à godet assure l'approvisionnement en agrégats.
- Le contenu de la benne est vidé dans le sas. Après sa fermeture, l'air comprimé permet de maintenir un flux continu de matériau jusqu'à l'orifice de sortie
- Le vibreur descend, en refoulant latéralement du sol, jusqu'à la profondeur prévue, grâce à l'insufflation d'air comprimé et à la poussée sur l'outil
- Lorsque la profondeur finale est atteinte, le vibreur est légèrement remonté et le matériau d'apport se met en place dans l'espace ainsi formé .puis le vibreur est redescendu pour expansé les matériaux latéralement dans le sol et le compacter.
- La colonne est exécutée ainsi, par passes successives, jusqu'au niveau prévu.
- Les colonnes ballastées ont généralement un diamètre circulaire de 50 à 80 cm (www.mtp net. gov .ma)

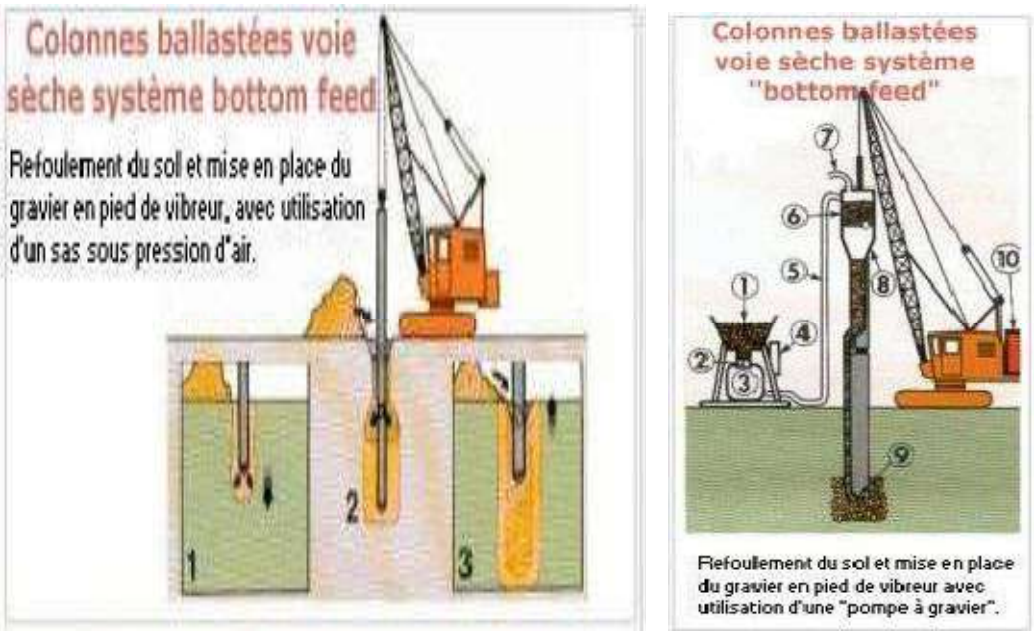


Fig. VI.8 : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie sèche

Pour notre cas on propose comme amélioration par voie humide parce qu'elle est plus économique.

Après des essais de chargements et des essais in situ on peut estimer l'augmentation des caractéristiques du sol. Et puisque on ne peut pas les réaliser on suppose que la capacité du sol augmente de 1bars à environ 2 bars.

VI.2.5 Radier nervuré

Le radier nervuré est défini comme étant une fondation superficielle, travaillant comme une dalle pleine renversée, soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier dont les appuis sont constitués par les poteaux et voiles de l'ossature.

VI.2.5.1 Combinaisons d'actions

- ✓ $1.35\,G + 1.5\,Q$ *ELU*
- ✓ $G + Q$ *ELS*

VI.2.5.2 Pré dimensionnement

VI.2.5.2.1 Poutre de libage

La largeur de la poutre égale au largeur du poteau qui égal 70 cm

A/ **vérification de la longueur élastique**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcule est effectué en supposant une répartition uniforme sur le sol le radier est rigide s'il vérifier :

$L_{max} \leq - \text{ x } L_e$ ce qui conduit à

$_p =$ $\overline{\quad . \quad l \quad}$

Avec :

L_e : Langueur élastique ;

K : Module de raideur du sol ; rapporté à l'unité de surface K = 4 Kg/cm^2 ;

E : module d'élasticité du béton E = 32164.19 Kg/cm^2 ;

D'où :

$_p =$ $\overline{\quad . \quad l \quad}$ $= \sqrt{46761.32} \rightarrow {}_p = 36\ cm$

VI.2.5.2.2 La hauteur du radier

- Condition de dalles encastrées sur 4 cotés :

$$\frac{L_{max}}{45} \leq \quad \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$= 5.23\ m$ $\quad \frac{5.23}{45} \leq h \leq \frac{5.23}{40}$ $\quad 0.12\ m \leq h \leq 0.13\ m$

- Conditions forfaitaires :

$$h \geq \text{——} = \frac{\cdot}{\text{——}} = 0.26\ cm$$

On adapte $\boldsymbol{h}$ $_i = \mathbf{0.35}$

N.B : comme notre radier est un radier nervuré, la nervure (poutre de libage) doit avoir une épaisseur supérieure à celle du radier, donc on adopte $_p = 70\ cm$

VI.2.5.2.3 Longueur de débord de radier

a/ Détermination de la surface minimale du radier

On a les données suivantes :

- A L'ELS:

$$N_{ser} = 274873.48 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \frac{KN}{m}$$

$$\frac{N_{ser}}{S_{ra}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \qquad S_{ra} \qquad \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$S_{ra} \qquad \frac{274873.48}{200} = 1374.36\, m$$

- A L'ELU:

$$N_{lt} = 1.35G + 1.5\,Q = 377502.77 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 1.5 \qquad \bar{\sigma}_{sol} = 300\, KN/m$$

$$\frac{N_{lt}}{S_{ra}} \leq \sigma_{sol} \qquad S_{ra} \qquad \frac{N_{lt}}{\sigma_{sol}}$$

$$S_{ra} \qquad \frac{377502.77}{300} = 1258.34\, m$$

b/ Surface du bâtiment

$$S_{bat} = 2481.4457\, m$$

$$S_{débor} = 0\, m^2$$

c/ le choix final

Donc la surface de radier est égale :

$$S_{ra\ ier} = \max S_{bat}, S \quad , S \qquad + S_{débor} = S_{bat} + S_{débor}$$

$$S \qquad = \mathbf{248}\ .\mathbf{445} \qquad ^{\mathbf{2}}$$

VI.2.5.2.4 Vérification de la contrainte de cisaillement

La vérification se fera pour une bande de 1 m. La fissuration est très préjudiciable.

$$= \frac{V}{d} \leq min\ \frac{0.15 \quad _c}{b}; 4MPa$$

$$V = \frac{q \quad L_{max}}{2} = \frac{N \quad L_{max}}{2 \quad S} \qquad et\ d = 0.9$$

$$= \frac{N \quad L_{max}}{2 \quad S \qquad d} = \frac{377502.77 \quad 10 \qquad 5.23}{2 \quad 2481.4457 \quad 1 \quad 0.9 \quad 0.55} = 0.80\ MPa$$

$$= 0.80\ MPa \leq 2.5MPa. \qquad \textbf{o} \qquad \textbf{itio} \text{ é } \textbf{ifé}$$

VI.2.5.2.5 Vérification au poinçonnement

$$N \leq 0.045 \quad u_c \qquad c$$

u_c: Périmètre de contour cisaillé projeté sur le plan moyen du radier

: est la hauteur de la nervure

Pour le poteau le plus sollicité :$u_c = 2 \quad a + \quad + 2$

Pour le voile le plus sollicité pour une bande de 1mètre :$u_c = 2 \quad a + 1 + 2$

- Pour le poteau le plus sollicité :

$$N \ = 3717.16\, KN \quad et \ u_c = 2 \quad 0.70 + 0.70 + 2 \quad 0.70 \ = 5.6\, m$$

$$N \ = 3717.16 \leq 0.045 \quad 5.6 \quad 0.70 \quad 25 \quad 10 \ = 4410\, KN \ \textbf{co} \quad \textbf{itio} \ \text{é} \ \textbf{ifé}$$

Donc : on prend une section de (70x70) pour la poutre de libage (nervure)

- Pour le voile le plus sollicité :

$$N \ = 1855.68 \ KN \quad et \ u_c = 2 \quad 0.25 + 1 + 2 \quad 0.70 \ = 5.3\, m$$

$$N \ = 1855.68\, KN \leq 0.045 \quad 5.3 \quad 0.70 \quad 25 \quad 10 \ = 4173.75\, KN \ \textbf{co} \quad \textbf{itio} \ \text{é} \ \textbf{ifé}$$

Alors : on prend une section de (70x70) pour la poutre de libage (nervure).

VI.2.5.2.6 Vérification de l'effet de sous-pression (non soulèvement)

On doit vérifier que sous l'effet de la pression hydrostatique, le bâtiment ne soulève pas.$P \qquad S_{ra} \qquad ea \qquad , Avec \ P : c\ est\ le \quad oids\ total$

$$P = G_{batime \ t} + G_{ra \ ier}$$

comme le niveau de la nape phréatique est inconnu ;

donc on ne peut pas cette condition

VI.2.5.3 Ferraillage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature.

VI.2.5.3 .1 Ferraillage de la dalle du radier

Le ferraillage du radier se fera à l'aide du logiciel ***SOCOTEC,*** comme une dalle pleine reposée sur 4 cotés sollicitée par la contrainte du sol.

Avec = 2 $_o$

Les sollicitations sont illustrées dans les figures IV.4 et IV .5 suivantes :

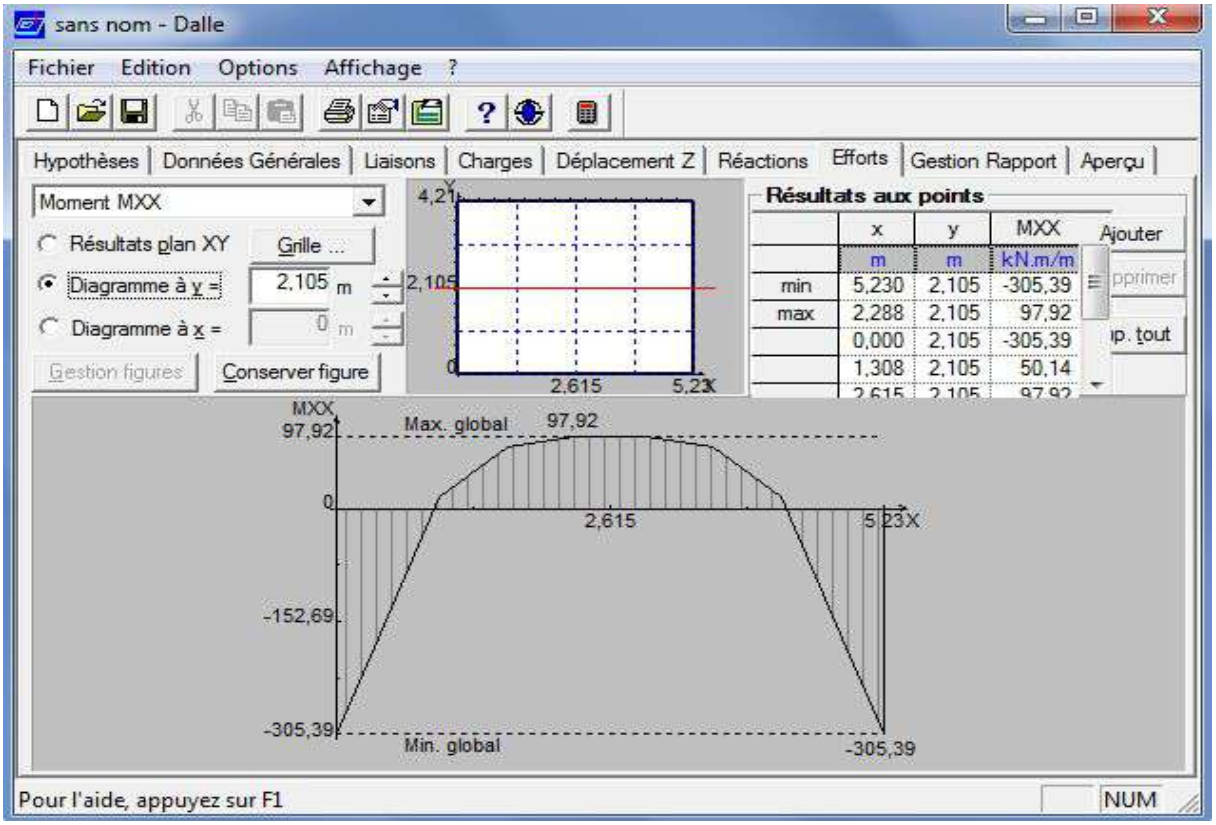


Fig .IV.9 : Moment en travée et aux appuis selon x-x à ELU

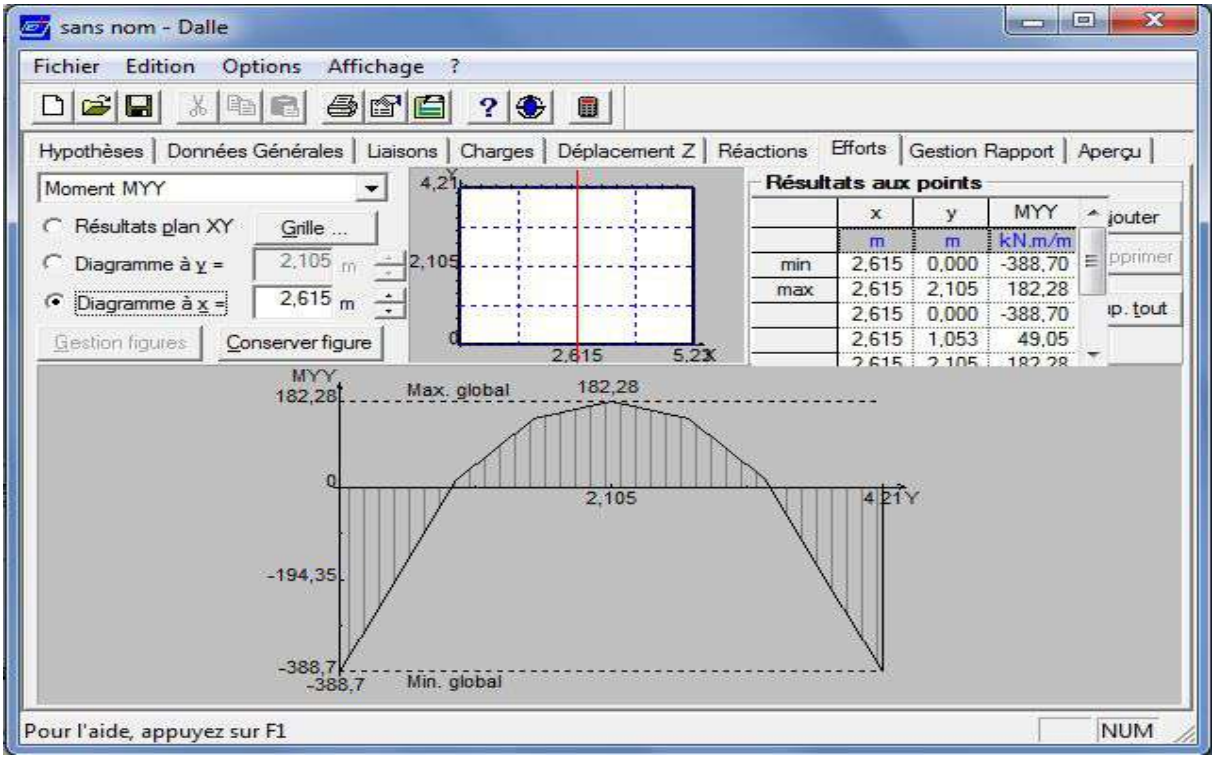


Fig. IV.10 : Moment en travée et aux appuis selon y-y à ELU

✓ Détermination du ferraillage :

Avec = $2x_{sol}$

Selon l'axe (X X')

Donc Ma max = -305.39 KN.m, et Mt max = 97.92 KN.m

Ferraillage à la flexion simple (effectué par SOCOTEC)

Alors : A_{sa} = 27.58 cm^2 et A_{st} = 8.72 cm^2

On choisit 25 T12 = 28.27 cm^2 qui est $Amin = 3.5$ cm^2 ; cela pour les armatures supérieures pour une largeur de 5.23 m avec un espacement de 20cm.

Selon l'axe (YY')

Donc Ma max = -388.7 KN.m , et Mt max = 182.28 KN.m

Ferraillage à la flexion simple (effectué par SOCOTEC)

Alors : A_{sa} = 35.55 cm^2 et A_{st} = 16.37 cm^2

On choisit : 20 HA 16 = 40.34 cm^2 qui est $Amin = 3.5$ cm^2 ; cela pour les armatures supérieures pour une largeur de 4.21 m avec un espacement de 20cm.

Donc on prend un diamètre de T16 pour les armatures supérieures et un espacement de 20 cm.

NB : la nappe inférieure sera ferraillée comme celle supérieure.

Le ferraillage sera généralisé pour tous les panneaux du radier.

VI.2.5.3.2 Vérification des contraintes à ELS

Avec = $_{o}$

✓ Détermination des moments à l'ELS

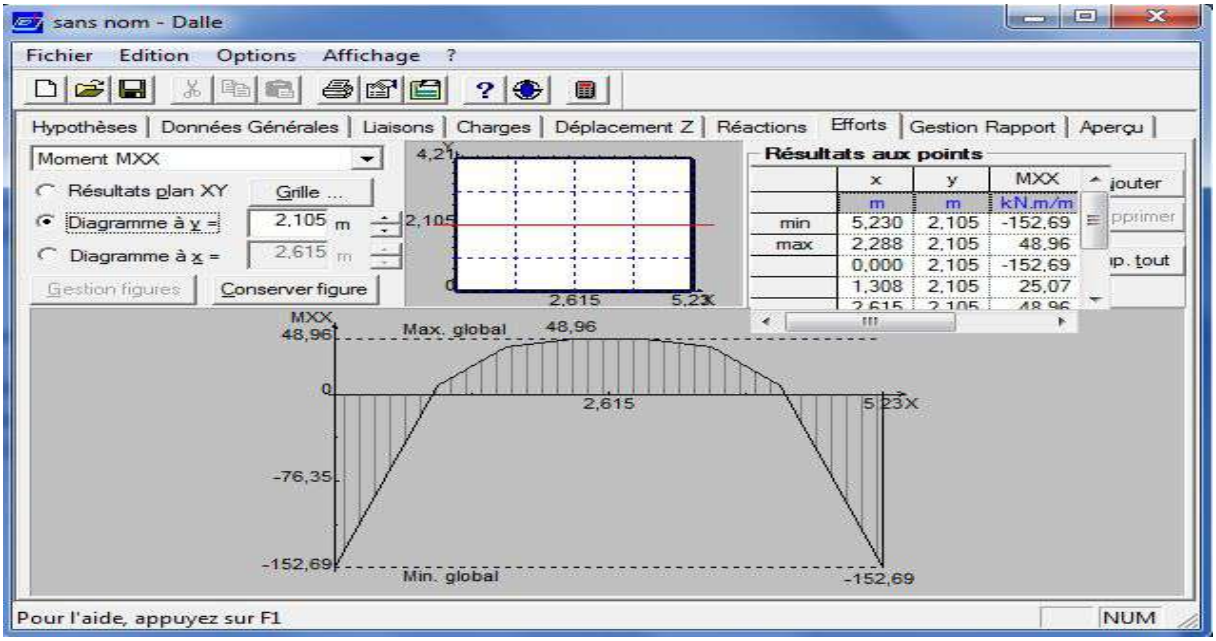


Fig. IV.11 : Moment en travée et aux appuis selon x-x à ELS

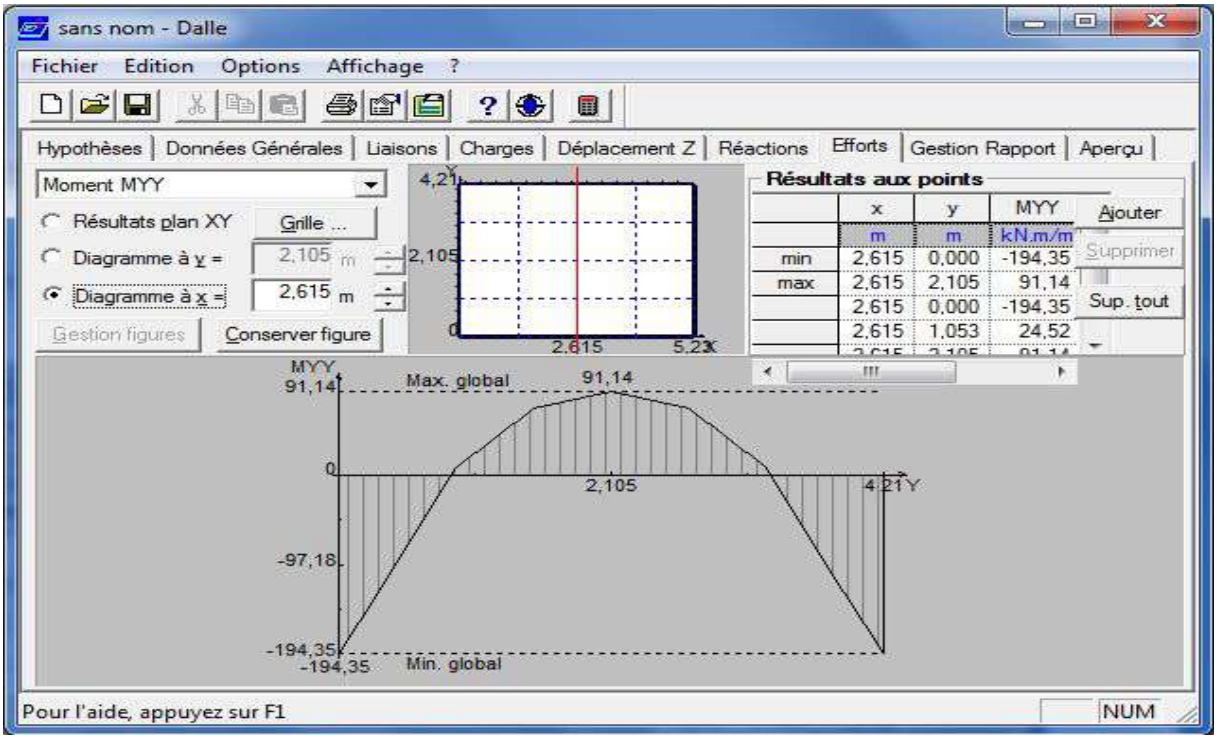
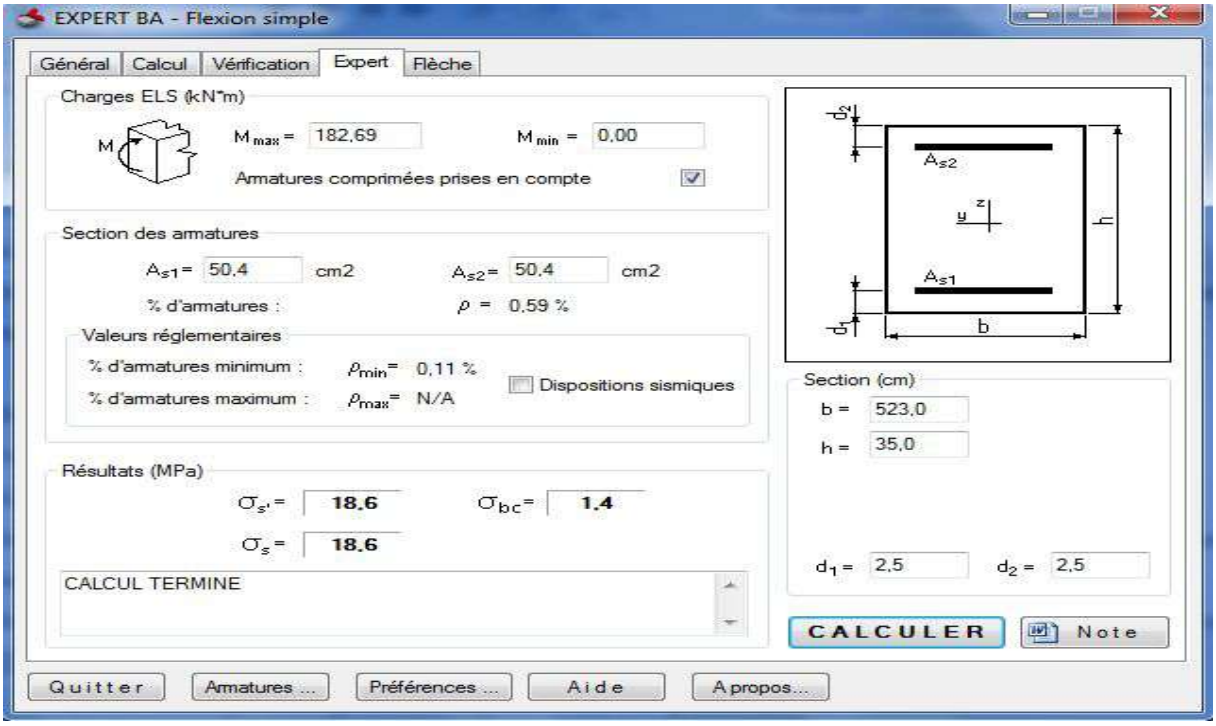


Fig. IV.12 : Moment en travée et aux appuis selon y-y à ELS

✓ <u>vérification des contraintes à l'ELS</u>

On considère que la fissuration est préjudiciable.



Donc $_s =$ 18.6 $MPa \leq$ $_s$ = 201.6 MPa

Et $_b =$ 1.4 $MPa \leq$ $_b$ = 15 MPa

VI.2.5.3.3 : Vérification au cisaillement

Tab .VI.5 : Vérification au cisaillement

	Suivant X	Suivant y
V	$\frac{\quad .}{\quad} = \frac{4 \quad . \quad 4.}{4. \quad : \quad .} = 645.22$	$\frac{\quad .}{\quad} = \frac{4 \quad . \quad 4.}{4. \quad :} = 697.33$
τ_u	$\frac{64 \quad . \quad 1}{\quad} = 0.37$	$\frac{6 \quad . \quad 1}{4 \quad 1} = 0.53$
$\tau_{u\ adm}$	$\frac{0.07fcj}{\gamma b} = \frac{0.07 \ \ 25}{\gamma b} = 1.16$	$\frac{\quad .}{\gamma b} = 1.16$ MPa
$\tau_u \leq \tau_{u\ adm}$	c.v	c.v

- Donc pour notre cas le béton seul doit équilibrer l'effort tranchant et par mesure d'économie, on ne prévoir pas d'armatures transversales.

VI.2.5.3.4 Vérification de la flèche

✓ la flèche selon l'axe xx' :

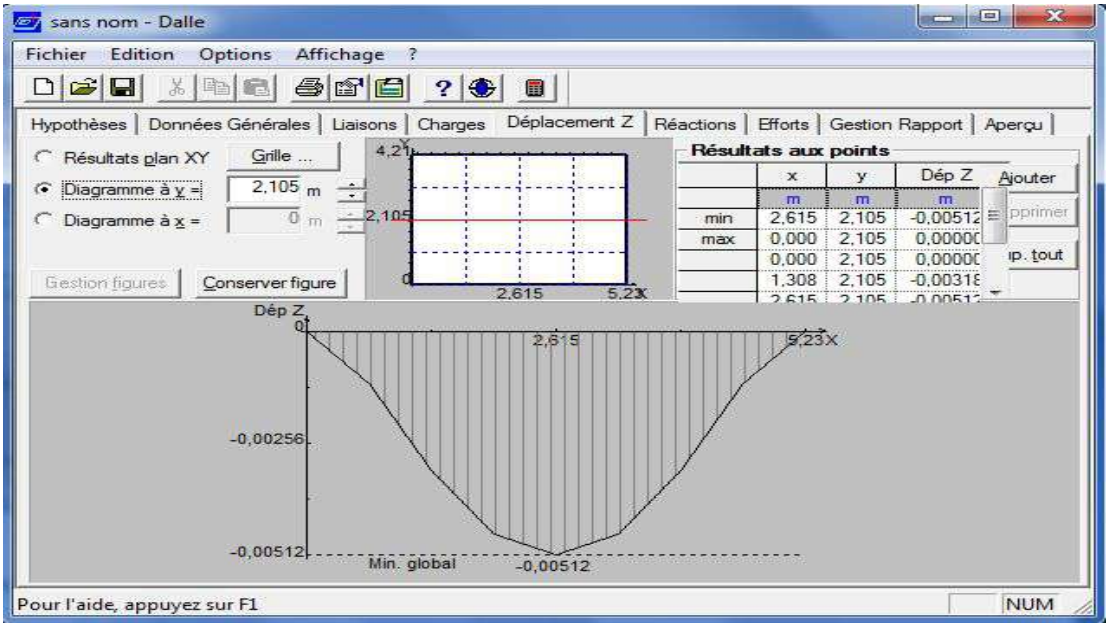


Fig. IV.13 : la flèche selon x-x

✓ la flèche selon l'axe yy' :

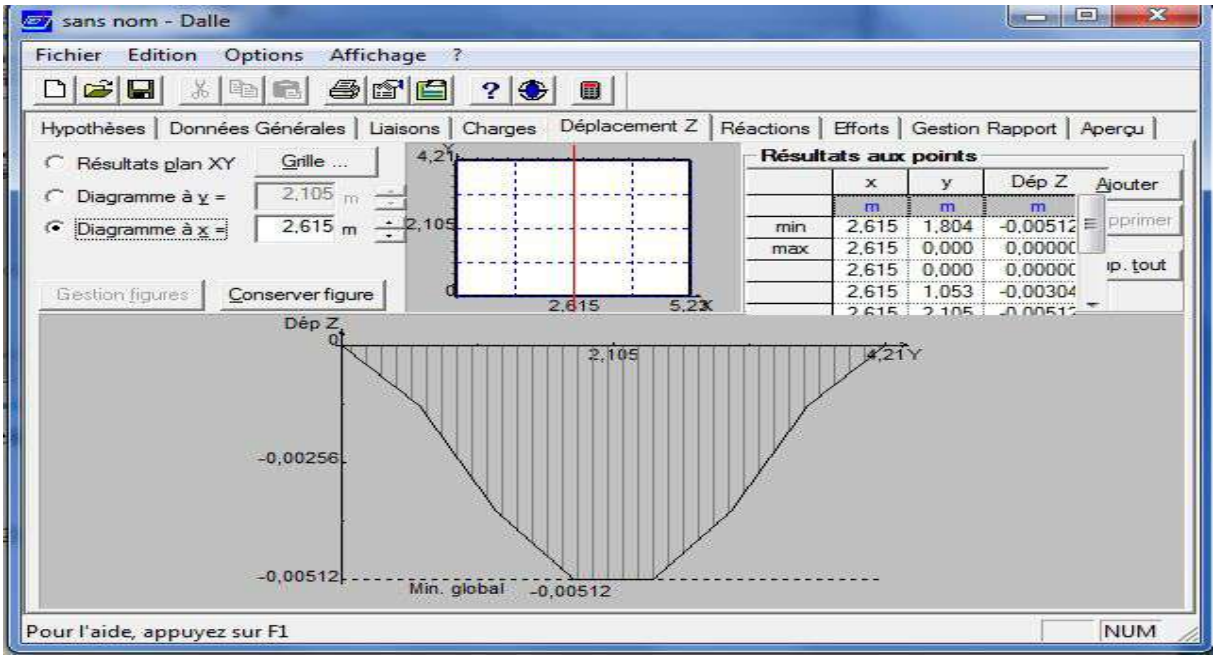


Fig. IV.14: La flèche selon y-y

$f_{adm} = \frac{l\,max}{} = 1.046$ cm.

$f_{cal} = 0.512$ cm □ f_{adm} (cv)

VI.2.5.4 Ferraillage de la poutre de libage

VI.2.5.4.1 Détermination des sollicitations à ELU, ELS:

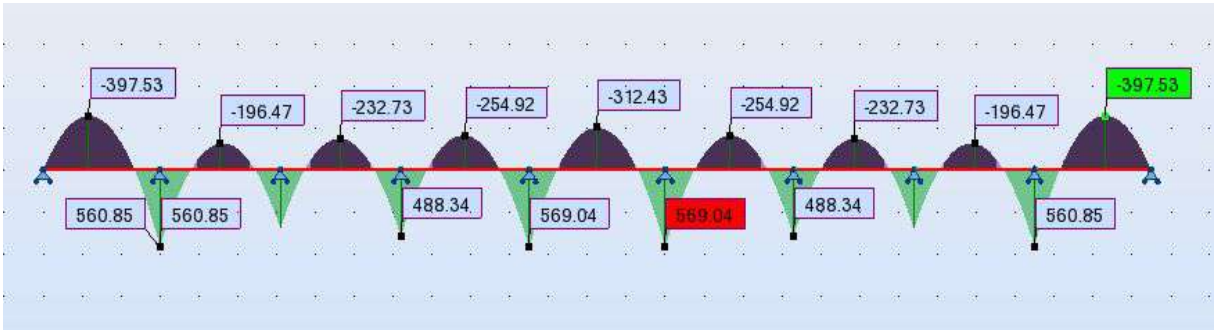
La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise a une charge uniformément répartie q cette charge seras égale à la somme de toutes les charges concentrées (ΣN_i) dans les poteaux et prévenant de la superstructure plus le poids du remblai et du radier devisé par la langueur totale L de la poutre de libage.

$$q = \frac{}{i}$$

$\Sigma N_i = 16367.54 + 25.5 + 13.125 = 16406.165$ KN,

L = 28.5m; q = 575.65 KN /m.

- **Diagramme des moments**



Mt = -397.53 KN.m
Ma = 569.04 KN .m

VI.2.5.4.2 Détermination de la section d'armature

Cette poutre travaille en flexion simple se qui donne les sections suivantes :

- En travée :

  As = 19.3 cm2 donc on choisi une section de 5T20 + 2T 16 = **19.73 cm^2.**

- En appuis :

  As = 28.4 cm2 donc on choisi une section de 5T25 + 4T 20 = **37.11 cm^2**

- Ferraillage minimale

- **Condition de non fragilité**

La section d'acier longitudinale ne doit pas être inférieure à la valeur suivante :

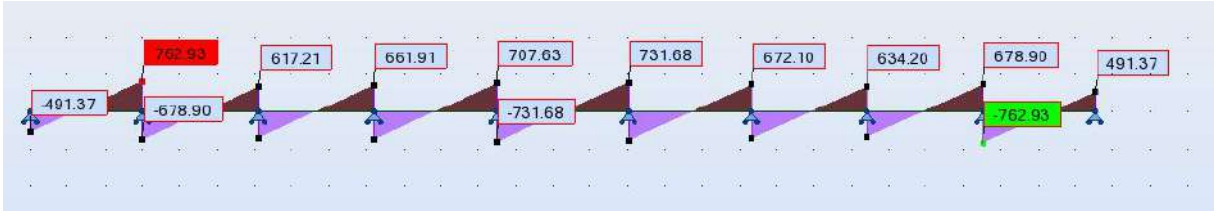
$$A_{s\,mi} = max\left\{0{,}23 \quad d\frac{t}{e}; \frac{d}{1000}\right.$$

$$A_{s\,mi} = max\left\{0.23 \quad 100 \quad 58.5 \quad \frac{2.1}{400}; \frac{100 \quad 58.5}{1000} \right. = 7.06\ cm$$

A A i co itio é ifé

VI.2.5.4.3 : Vérification de la contrainte tangentielle

- **Diagramme de l'effort tranchant**



Il faut vérifiée que :

$$= \text{—} \leq \quad \boldsymbol{i} \quad \frac{\mathbf{0.} \quad \mathbf{5} \quad \boldsymbol{f_{c28}}}{\quad}; \mathbf{4} \quad \boldsymbol{P}$$

$$= \frac{762.93 \quad 10}{1 \quad 0.585} = 1.3 \ MPa \leq 2.5 MPa \qquad \boldsymbol{co} \quad \boldsymbol{itio} \ \boldsymbol{é} \ \boldsymbol{ifé}$$

- **Les armatures transversales**

D'après le RPA 99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

- **En zone nodale**

$$_t \leq \quad \mathbf{0}\boldsymbol{c} \ .$$

On adopte $_t$ =10 cm

- **En zone courante**

$$_t \leq \frac{\boldsymbol{h}}{\mathbf{2}} = \frac{\mathbf{60}}{\mathbf{2}} = \mathbf{30}\boldsymbol{c}$$

On adopte $_t$ =15 cm

D'après le CBA .93 Art (A.8.1, 3)

Les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

$$_t \leq \quad \boldsymbol{i} \quad \mathbf{5} \ ; \mathbf{40}\boldsymbol{c} \ , \ + \quad \mathbf{0}\boldsymbol{c}$$

a : le plus petit côté des dimensions transversales du poteau

□ : Le plus petit diamètre d'armature longitudinale

$$_t \leq \quad \boldsymbol{i} \quad \mathbf{30}\boldsymbol{c} \quad ; \mathbf{40}\boldsymbol{c} \quad , \mathbf{80}\boldsymbol{c} \qquad _t \leq \mathbf{30}\boldsymbol{c} \qquad \boldsymbol{oit} \ _t = \quad \mathbf{5}\boldsymbol{c} \ .$$

VI.2.5.4.4 vérification des contraintes à l'ELS

- **Diagramme des moments**



Et il faut vérifier que :

$$_s = min\left\{\frac{2}{3} \ _e \ ; 110 \quad \overline{\quad} \ _t \quad = min\left\{2 \quad \frac{400}{3}; \ 110\sqrt{1.6 \quad 2.1} \quad = 201.6 \ MPa\right.\right.$$

$$_{bc} = 0.6 \ _c \quad = 0.6 \quad 25 = 15 \ MPa$$

On donne la vérification sous forme de tableau VI.6 et VI.7 :

- En appui $As = 37.11\ cm$
- En travée $As = 19.73\ cm$

Tab VI.6 : Vérification des contraintes de béton et d'acier sur l'appui

	ı]	A [cm²]	[MPa]		[MPa]		verification
appui	413.30	37.11	$_{bc}$	7.4	$\bar{}_{bc}$	15	C.V
			$_{s}$	98.8	$\bar{}_{s}$	201.6	C.V

Tab VI.7 : Vérification des contraintes de béton et d'acier sur travée

	ı]	A [cm²]	[MPa]		[MPa]		verification
travée	288.73	19.73	$_{bc}$	5.7	$\bar{}_{bc}$	15	C.V
			$_{s}$	72.3	$\bar{}_{s}$	201.6	C.V

CONCLUSION

Dans ce chapitre on a dimensionné et ferrailler la partie inferieur de notre structure, dans un premier lieu on a étudié le voile périphérique qui nous sert d'un mur de soutènement pour le parking, qui se trouve au sous sol, et puis il a un rôle structural aussi c'est qu'il forme une boite rigide permettant d'ancrer la structure dans le sol.

Dans la deuxième partie et vu la faible portance du sol qui est 1 bars on a proposé comme solution l'amélioration de ce dernier par des colonnes ballastées et on a supposé que la capacité du sol va augmenter jusqu'à 2 bars

Puis on est passé vers le dimensionnement des fondations, ou on a choisis de faire un radier nervuré non seulement parce que l'ouvrage est important mais aussi pour avoir une uniformité dans le comportement, si par exemple il y aura un tassement, ce dernier ne sera pas différentiel conduisant à des contraintes de cisaillement importantes.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Référence

Les sites d'internet

- NEOPOR SYSTEM CELLULAR LIGHTWEIT CONCRETE www.neopor.com.
- TEXOR Ingénierie « SPECIFICATIONS TECHNIQUES DU BETON-MOUSSE NEOPOR » et « CARACTERISTIQUES THERMIQUES DU MUR DE FACADE EN BETON NEOPOR A DOUBLE PAROI ET LAME D'AIR » www.texor.net.
- M.TAOUFIK BENCHELHA et AZIZ SAIDI / DPE KALAA « amélioration des sols de fondations par les colonnes ballastées ». www.mtpnet.gov.ma.

Les livres

- MARIUS DIVERS Calcul pratique des tours en béton armé « action du vent, bâtiments-tours, tour de section annulaire »
- VICTOR DAVIDOVICHI « Formulaires béton armé v1 et v2 »

Règlements

- Code béton armé CBA93
- Règlement parasismique algérien RPA99 version 2003
- Neige et vent 65 modifié l'année 1999

Annexe

1/ Topographie du terrain

Le levé topographique montre plusieurs informations concernant le site.il donne une idée sur l'emplacement ou le positionnement du terrain ainsi que les différentes altitudes du sol sans oublier les surfaces existantes (Les surfaces bâtie, surface non bâtie, surface totale).

Le terrain de construction est situé dans la wilaya de MEDEA plus exactement à AIN DHEB, dans le nord de ce dernier on trouve l'université à l'est du terrain on trouve des locaux commerciaux à l'ouest on a la SETAM (société des études techniques et d'architecture de MEDEA) et au sud du site on a la direction de la santé (DSP).



- Figure1 - Vue du terrain par Google earth

D'après les courbes de niveau que montre le levé on remarque qu'on a un terrain plat qui n'est pas accidenté (très faible pente, elle est presque nul (négligeable) exemple entre 100.17m et 100.11m

la surface non bâtie est environ 2908.06 m^2

2/ L'emplacement du terrain

On a deux types de coordonnées du terrain

-1 les coordonnées UTM :

X = 480321.29 m

Y = 4013243.47 m

-2 les coordonnées géométriques :

X = 36.263916°

Y = 2.782618°

Z = 924 m (par rapport au niveau de la mer)



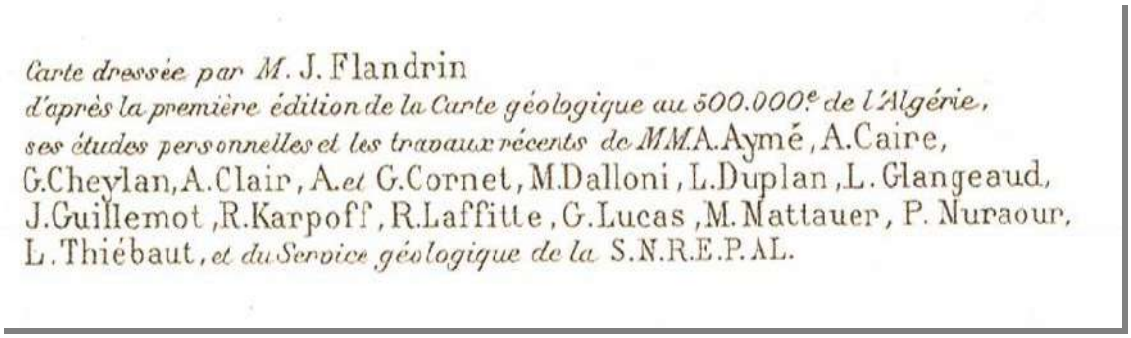
-Figure 2 - Carte géographique

En fin, on peut dire qu'on a une possibilité de branchement d'électricité et d'assainissement (le grand réseau d'assainissement est juste à coté du terrain).

3/ Description géologique

3.1 **Présentation de la carte géologique**

La carte géologique régionale : c'est une représentation graphique à une échelle de 1/500.000, publiée en 1951 par le service des carte, dressée par ***M.J.FLANDRIN*** à partir de ses études personnelles et des travaux de plusieurs savants et des services spécialisés accompagnés par des conseillers scientifiques donc cette carte est le fruit des travaux de plusieurs masters géologues et spécialistes à travers le temps .



-Figure 3 - Cartouche de la carte géologique régionale

3.2 **Géologie de la région**

La wilaya de MEDEA est formée principalement de **miocène** « **m** » cette époque ou série appartient au système néogène ère cénozoïque. Dans notre région existe deux types de miocène : le miocène moyen et inférieur cette dernière catégorie regroupe plusieurs dépôts d'origine sédimentaire tel que :

mi^{a} série continentale de conglomérats, de grès grossières et d'argiles sableuses rouges ;

mi^{b} argiles et marnes grises avec bancs de grès calcareux ;

mi^{abc} sont des formations de la nappe ;

mi^{d} argiles et marnes jaunes et grises et bancs de grès tendres (formation marine) ;

mi^{e} conglomérats ou gros blocs anguleux et argiles rouges (formation continentale) ;

mi^{de} sont des formations post orogéniques discordantes.

Au voisinage du miocène on trouve d'autres dépôts existants qui sont : **cénomanien** (avec ses trois classes **cs, cm, ci**) situé au sud du miocène constitué d'une façon principale par des marnes grises ou noires et petits bancs de calcaires gris. Ainsi on a d'autres divers dépôts à titre d'exemple :

Sénonien supérieur : (Damien indifférenciés) qui sont des marnes grises et calcaires marneux blanchâtres.

Sénonien inférieur ou turonien supérieur : marnes grises à l'altération blanchâtres rares niveaux de calcaires marneux.

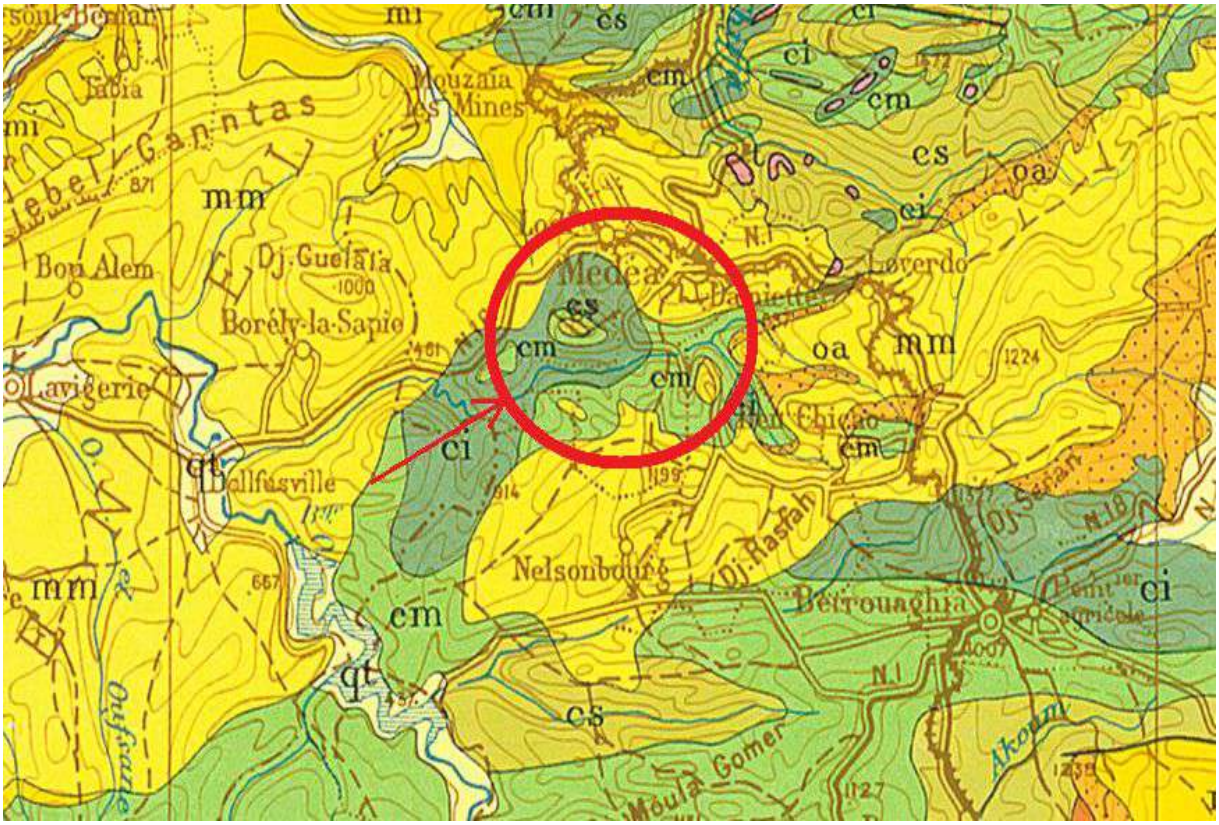
Campanien :

C^{8b} calcaires noirs en bancs massifs et épais ;

C^{8a} marnes noires pyritenses et bancs rares et minces de calcaires noirs.

Les deux dépôts **oligocène** O_a (marnes sableuses grises, grès plus au moins grossiers et calcaires détritiques) et le **trias C** sont presque totalement érodés on voit sur la carte seulement des traces de ces derniers.

La majore raison qui conduit à une mauvaise portance des sols de la région : pendant le processus de formation des reliefs le métamorphisme n'atteint pas une T^0 et une pression P assez élevées pour qu'elles puissent conduire une consolidation des grains entre eux (augmentation de la capacité portante et la cohésion d'ensemble) ainsi on a une autre cause qui est le charriage des nappes.



-Figure 4 - La carte géologique régionale

3.3 La géologie locale (du site)

Le dépôt du site est composé de terre végétale et des sables argileuses rougeâtres en surface avec une épaisseur moyenne de 1 à 0.95m s'expliquent sur la carte géologique par un dépôt **miocène** « **m** » au dessous de cette couche repose un dépôt d'argile faiblement sableuse rougeâtre qui est représenté sur la carte géologique par dépôt cénomanien.

3.4 Tectonique de la région

Des expériences montrent (l'essai boite triaxiale) que la zone de MEDEA est de sismicité moyenne et selon le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003, elle est classée dans la zone II_b.

4/ Le climat

L'ouvrage se situe dans une zone presque humide, ce climat couvre la zone de Médéa.

- La moyenne de tombé de pluie dépasse 600mm répartie d'une façon uniforme durant toute l'année avec un nombre de jour qui dépasse 75 jours ;
- le temps sec est de 3 à 4 moins ;
- la neige reste environ 20 jours en hiver avec un abaissement de température remarquable.

le béton cellulaire Neopor

Exemples de constructions réalisées par le béton cellulaire Neopor (Cellulaire lightweight concrete).



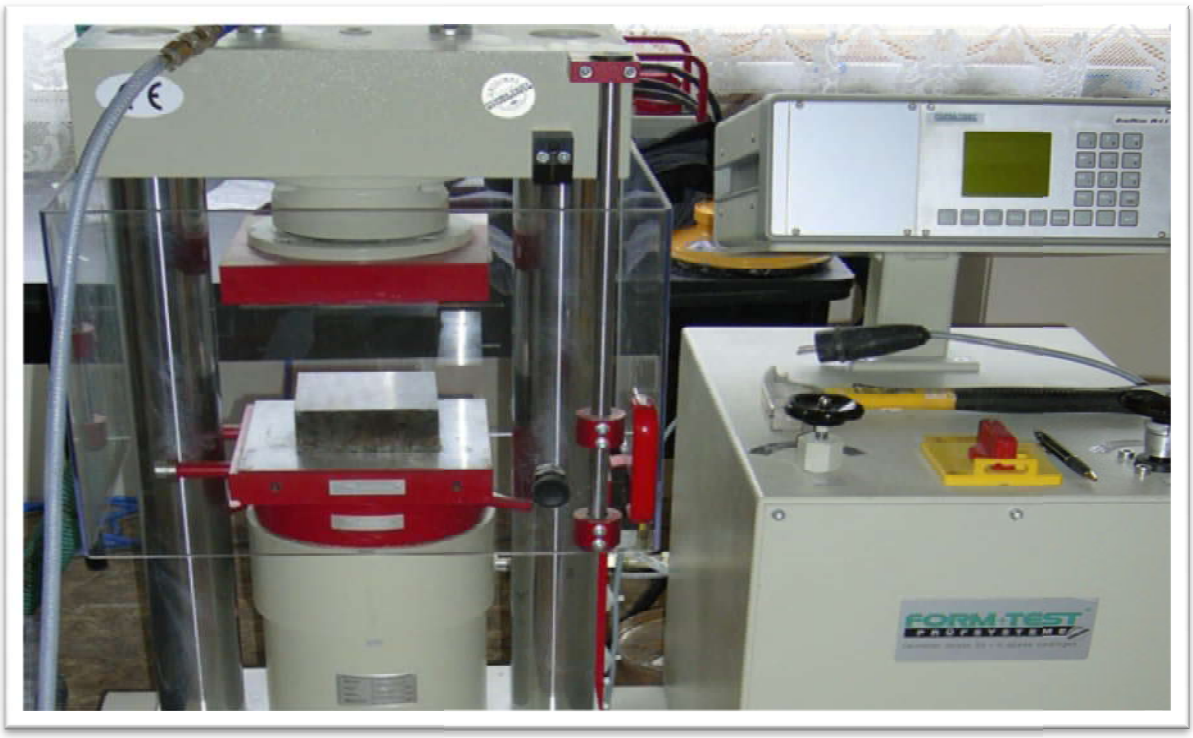
-Demo-house formées par Neopor dans les états unis exactement en NEW ORLEANS construites après l'orage de "Katrina".



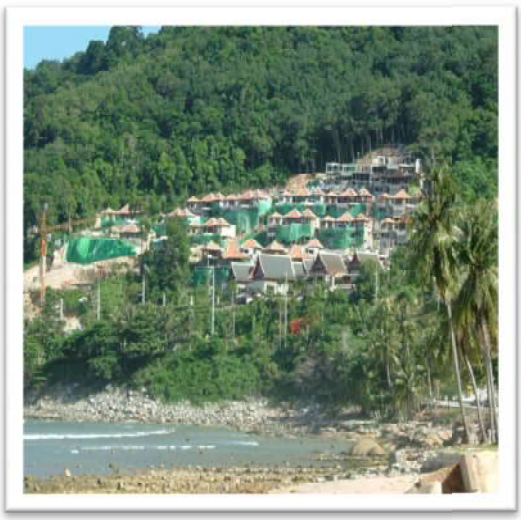
- trois dimensionnelles maisons préfabriquées en Mexique.



- Ecole construit pour l'ex-président MANDELA en Afrique du sud-



- Laboratoire Neopor en Clc-



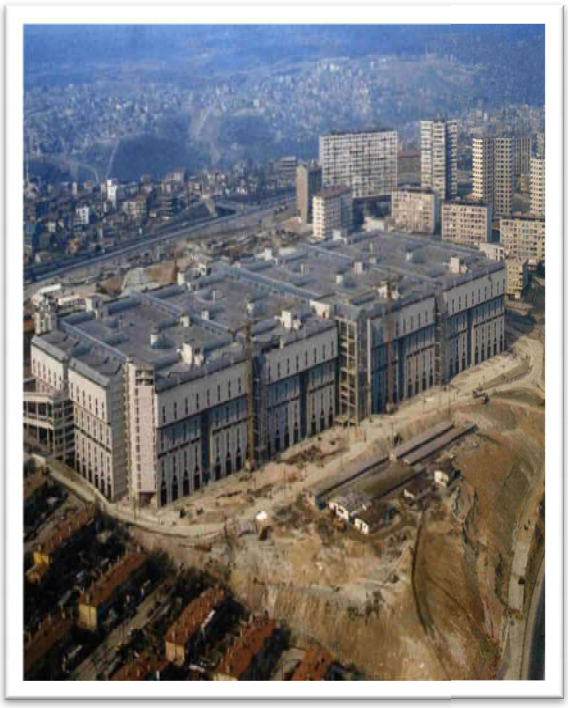
-des blocs Clc utilisés dans les projets de tsunami



-des maisons préfabriquées en Philippines



-single-house en Clc par Bürkle - Triebelhorn



-bazar en Istanbul (6 millions de blocs de Clc utilisés pour la réalisation de ce bazar)