

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Ibn Khaldoun de Tiaret



Faculté des Sciences Appliquées
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Présenté par :

Mlle Telli Souhila

Mlle Taibi Sarra

Sujet du mémoire

Calcul d'une structure à usage multiple en R+9 implanté à Tiaret

Soutenu publiquement le 29 juin 2022 devant le jury composé de :

Prof. Zidour Mohamed	Président
Prof. Hassaine Daouadji Tahar	Rapporteur
Dr. Bensattalah Tayeb	Examineur
Dr. Saoula Abdelkader	Examineur

Promotion 2021/2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Tout d'abord, nous remercions à ALLAH, notre créateur de nous avoir donné la force, la volonté et le courage afin d'accomplir ce modeste travail.

Nos parents qui nous ont suivis pendant nos études.

*Comme guise de reconnaissance, nous adressons nos sincères remerciements, notre grand respect et notre noble gratitude à notre encadrant **M. Tahar Hassain Daouadjí** pour son aide, ses encouragements et à l'aide précieuse qu'il nous a apporté en faisant profiter largement de ses connaissances, nous ne serons oublier sa constante disponibilité.*

*Nous adressons nos sincères remerciements à Monsieur l'ingénieur **Guana Abdelkader** pour son aide et ses conseils.*

*Nous vifs remerciements aux membres de jury et à son président avec qui nous allons soutenir ce mémoire et juger de sa qualité. Tous notre gratitude va à tous les enseignants qui nous ont dirigés vers la porte de la réussite durant notre carrière d'études spécialement les enseignants de l'université **IBN KHALDOUN** qui ont contribué à notre formation, en particulier du département de Génie civil.*

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à:

Ma chère maman Mme D.Houaria, tous les mots ne peuvent décrire le moment de douleur que vous avez vécu pour notre bonheur, j'espère que Dieu vous dédommagera même avec une petite partie de votre droit envers nous, je t'aime Mama.

A mon chère Papa M.Rabeh, il n'ya pas de plus grande joie que la joie du fils avec la gloire de son père, ni plus grande que la joie du père dans le succès de son fils, j'espère que Dieu vous procurer une longue vie.

A mon encadrant M.Hassain Daouadji, merci pour tout le soutien que vous nous avez apporté, vous avez été l'un des meilleurs professeurs pour moi.

A mon chère collègue Mme.Taibi Sarra, Ce fut un grand plaisir de travailler avec vous et tellement amusant.

A mes chères frères Toufik, Faycel, Mouhamed et a toutes mes familles pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire.

A toute nos chères amies spécialement Zakia, Ikram, Ikram, chourouk, Hadjer, Hayet, Chahra, Asmaa, Asmaa.

A toute la promotion 2022 et en particulier la filière Génie Civile.

Ainsi que tous ceux qui auront l'occasion de lire cette mémoire.

Telli souhila

Dédicace

Tout d'abord, Je remercie Dieu tout puissant de m'avoir donné la force et le courage de finir ce travail.

Je dédie ce modeste travail à:

Ma chère maman Khatou et ma chère tante Djamilâ qu'elles ont été toujours à mon côté et qui m'ont soutenu durant toute ma vie, j'espère que Dieu vous donnera une longue vie, je vous aime.

A mon chère Papa Ahmed, qui est consacré toute sa vie pour mon éducation et mes études, je le souhaite tout le bonheur.

A ma chère sœur Djamilâ et mes chères frères Younes et Farouk et à toute la famille Taibi et Rebouh et à tous ceux qui nous sont très chers.

A mon encadreur M.Hassain Daouadji, merci pour tout le soutien, l'aide et l'information que vous nous avez apporté, vous avez été l'un des meilleurs professeurs pour moi.

A mon chère Amie et ma binôme Telli Souhila, C'est un grand plaisir de travailler avec vous et tellement amusant.

A toute mes chères amies spécialement Zakia, Ikram, Ikram, Chourouk, Soumia, Habiba, Sarra, Chahra, Asmaa, Asmaa.

A toute la promotion 2022 et en particulier la filière Génie Civile.

Ainsi que tous ceux qui auront l'occasion de lire cette mémoire.

Taibi Sarra

الملخص

هذا المشروع يتكون اساسا من دراسة ديناميكية لبناية مقاومة للزلازل تتكون من طابق ارض و تسع طوابق الطابق الارضي ذات استعمال تجاري وباقي الطوابق ذات استعمال سكني و الواقعة في ولاية تبارت المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 1 حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل . هذا المشروع منجز بواسطة العارضات و الاعمدة و الجدران ذات الخرسانة المسلحة لضمان استقرار البناية و مقاومتها لكل الحمولات العمودية و الافقية قياس و تسليح مختلف العناصر الاساسية المصممة طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها حسب مقاييس هندسة الزلازل الجزائري 99 المعدل في 2003 ومقياس الاسمنت المسلح وذلك وفقا للمقياس المذكور سابقا و نتائج التحليل الإنشائي باستعمال برنامج حسابي .

الكلمات المفتاحية اسمنت - هيكل - طابق - رافدة - مبنى

Résumé

Ce projet consiste principalement l'étude dynamique d'un bâtiment R+9 en béton armé à usage multiple (habitation, commercial), il est implanté à Tiaret, classé en zone de faible sismicité zone I d'après le règlement parasismique algérien RPA 99 modifié en 2003. Cet ouvrage est une structure auto stable contreventé par des voiles en béton armé, le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au BAEL et RPA99 version 2003. L'analyse sismique de la structure a été réalisée par logiciel de calcul de structure par élément finis ETABS.

Mots clés : Béton , structure , plancher , poutre , bâtiment

ABSTRACT

This project consists mainly in dynamic analysis of a structure R+9 for multi purposes (housing, trade) of reinforced concrete. The structure is established in Tiaret which is characterized by feeble a seismic tremors zone I according to the RPA99 version 2003. This construction is a mixed building (frame-wall) and a freestanding structure braced by reinforced concrete sails. The resizing of the different elements were elaborated according to the BAEL and RPA99 version 2003. The free-dimensional seismic analysis were conducted by computer program called ETABS.

Keywords: Concrete, Structure, floors, beam, building

Liste des figures

Figure I.1 : Diagramme contraintes déformations à l'ELU.....	08
Figure I.2. : Diagramme contraintes déformations à l'ELS.....	09
Figure I.3. Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'ELU.....	10
Figure II.1: La section la plus sollicitée du poteau.....	14
Figure II.1 Plancher à corps creux.....	17
Figure II.2 Ferrailage De la dalle de compression.....	40
Figure III.1 Coupe type d'acrotère.....	41
Figure III.2 Schéma statique d'un acrotère.....	41
Figure III.3 Ferrailage d'une section transversale de l'acrotère.....	43
Figure III.4 Coupe type d'une section transversale du ferrailage d'un balcon.....	46
Figure III.5 Coupe type d'une section transversale du ferrailage de poutre noyée.....	50
Figure III.6 Schéma type d'un Escalier.....	50
Figure III.7 Schéma statique d'escalier.....	51
Figure III.8 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant.....	53
Figure III.9 Ferrailage d'escalier.....	61
Figure III.10 Ascenseur dans un bâtiment.....	62
Figure III.11 Coupe d'ascenseur.....	63
Figure III.12 Ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	72
Figure IV.01 Concentration des masses sismiques sur la hauteur.....	84
Figure V.1 Le comportement d'un voile.....	127
Figure V.2 Une coupe d'un voile.....	129
Figure V.3 Disposition des armatures du voile.....	131
Figure VI.1 Radier général.....	133
Figure VI.2 Ligne de Rupture d'un panneau.....	137
Figure VI.3 Ferrailage du radier.....	141
Figure VI.4 Ferrailage de poutre libage sens principale.....	141
Figure VI.5 Ferrailage de poutre libage sens.....	142
Figure VI.6 Coupe transversale de longrine.....	143
Figure VII.1 Vue en plan des répartitions des voiles.....	145

Liste des tableaux

Tableau II.1 : La loi de dégression de la surcharge d'exploitation.....	12
Tableau II.1 : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres.....	13
Tableau II.3 : les dimensions des poteaux.....	16
Tableau II.4 : synthèse des dimensions des éléments structuraux.....	16
Tableau II.1 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus au plancher étages.....	24
Tableau II.2 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus au plancher terrasse.....	25
Tableau II.3 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutrelles.....	40
Tableau III.1 : Le poids mort.....	63
Tableau III.2 : Calcul des moments isostatiques à l'ELU.....	66
Tableau III.3 : Calcul des moments isostatiques à l'ELS.....	70
Tableau IV.1 : Valeurs de ξ (%).....	85
Tableau IV.2 : Coefficient d'accélération de zone A.....	86
Tableau IV.3 : Valeurs des pénalités P_q	86
Tableau IV.4 : Valeurs de coefficients C_T	87
Tableau IV.5 : Valeurs de T1 et T2.....	87
Tableau IV.6 : Les masses et les centres de gravités et centre de torsion de la variante1 ...	88
Tableau IV.07 : Les déplacements relatifs aux différents niveaux de la variante1	90
Tableau IV.8 : Les masses et les centres de gravités et centre de torsion de la variante2...91	
Tableau IV.9 : Les déplacements relatifs aux différents niveaux de la variante 2.....	93
Tableau IV.10 : Les masses et les centres de gravités et centre de torsion de la variante3...94	
Tableau IV.11 : Les déplacements relatifs aux différents niveaux de la variante 3.....	96
Tableau IV.12 : Les masses et les centres de gravités et centre de torsion de la variante 4...97	
Tableau IV.13 : Les déplacements relatifs aux différents niveaux de la variante 4.....	99
Tableau IV.14 : Les masses et les centres de gravités et centre de torsion de la variante5.100	
Tableau IV.15 : Les déplacements relatifs aux différents niveaux de la variante 5.....	102
Tableau IV.16 : Les masses et les centres de gravités et centre de torsion de la variante 6.103	
Tableau IV.17 : Les déplacements relatifs aux différents niveaux de la variante 6.....	105

Tableau IV.18: Les masses et les centres de gravités et centre de torsion de la variante 7.	106
Tableau IV.19: Les déplacements relatifs aux différents niveaux de la variante 7.	108
Tableau IV.20: Les déplacements relatifs de chaque variante.	108
Tableau VII.1 Regroupant les résultats de l'effet du site.	149
Tableau VII.2 Regroupant les résultats de l'effet de la zone sismique.	153
Tableau VII.3 Valeurs des déplacement en fonction de zone sismique pour les deux type de structures.	156
Tableau VII.4 Largeur minimale du joint sismique en fonction de la zone.	156

Liste des symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone,
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- \varnothing : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- Q : Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- E.L.U : Etat limite ultime.
- E.L.S : Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

-
- T_u : Effort tranchant ultime.
 - T : Effort tranchant, Période.
 - S_t : Espacement.
 - λ : Elancement.
 - e : Epaisseur.
 - P : Force concentrée.
 - f : Flèche.
 - \bar{f} : Flèche admissible.
 - L : Longueur ou portée.
 - L_f : Longueur de flambement.
 - d : Hauteur utile.
 - F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
 - M_u : Moment à l'état limite ultime.
 - M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
 - M_t : Moment en travée.
 - M_a : Moment sur appuis.
 - M_0 : Moment isostatique
 - I : Moment d'inertie.
 - f_i : Flèche due aux charges instantanées.
 - f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
 - I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
 - I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
 - M : Moment, Masse.
 - E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
 - E_{vj} : Module d'élasticité différé.
 - E_s : Module d'élasticité de l'acier.
 - f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
 - f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
 - F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
 - Y : Position de l'axe neutre.
 - I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

Sommaire

Résumé.....	I
Liste des figures.....	II
Liste des tableaux.....	III
Liste des symboles.....	V
Sommaire.....	VII
Introduction.....	01
Vue en plans en (2D) et en 3D du projet.....	02

Chapitre I. Présentation du projet et dimensionnement des éléments structuraux

I.1. Concepts structuraux du bâtiment.....	05
I.2. Propriétés des matériaux utilisés du béton armé de structure.....	06
II. Pré dimensionnement des éléments.....	11
II.1.Descentes de charges.....	11
II.2. Pré dimensionnement des poutres des éléments structuraux.....	12

Chapitre II. Calcul des planchers

1. Introduction.....	17
2. Dimensionnement des poutrelles.....	17
3. Calcul des poutrelles.....	20

Chapitre III. Calcul des éléments non structuraux

1. Acrotère.....	41
------------------	----

2. Balcon.....	44
3. Poutre noyée.....	47
4. Escaliers.....	50
5. L'ascenseur.....	62

Chapitre IV. Etude sismique

1. Présentation et historique du séisme.....	73
2. Introduction.....	75
3. Calculs sismiques et méthodes de calcul.....	76
4. Méthode de calcul.....	76
5. Présentation du logiciel.....	77
6. Evaluation des efforts sismiques.....	78
7. Calcul des forces sismiques.....	84

Chapitre V : Etude des portiques

1. Chargement des portiques.....	110
2. Ferrailage des poutres.....	114
3. Ferrailage des poteaux.....	120
4. Ferrailage des voiles.....	126

Chapitre VI. Etude de l'infrastructure

1. Introduction.....	132
2. Choix du type des fondations.....	132
3. Ferrailage de poutre libage.....	137
4. Longrine.....	142

Chapitre VII : Etude paramétrique

1. Introduction.....	144
----------------------	-----

2. Influence des paramètres de la nature du sol et de la zone sismique.....	145
3. Calcul des joints sismiques pour le différent assemblage.....	153
Conclusion.....	156
Références bibliographiques.....	158

Introduction

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tout les types de construction. La construction des bâtiments c'est un domaine en constante évolution. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments. L'étude des structures est une étape clé et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation de master travers l'étude d'un ouvrage en béton armé, pour maîtrisé le métier d'ingénieur d'état en génie civil et découvrir le rôle précieux dans la réalisation des structures.

Notre projet consiste à effectuer l'étude complète d'un bâtiment contreventé par (des voiles et des portiques) à usage multiples (habitation, commerce) de neuf niveaux (RDC +9) implantée à Tiaret, zone de sismicité faible (zone I) selon le Règlement Parasismique Algériennes RPA99 modifiés en 2003.

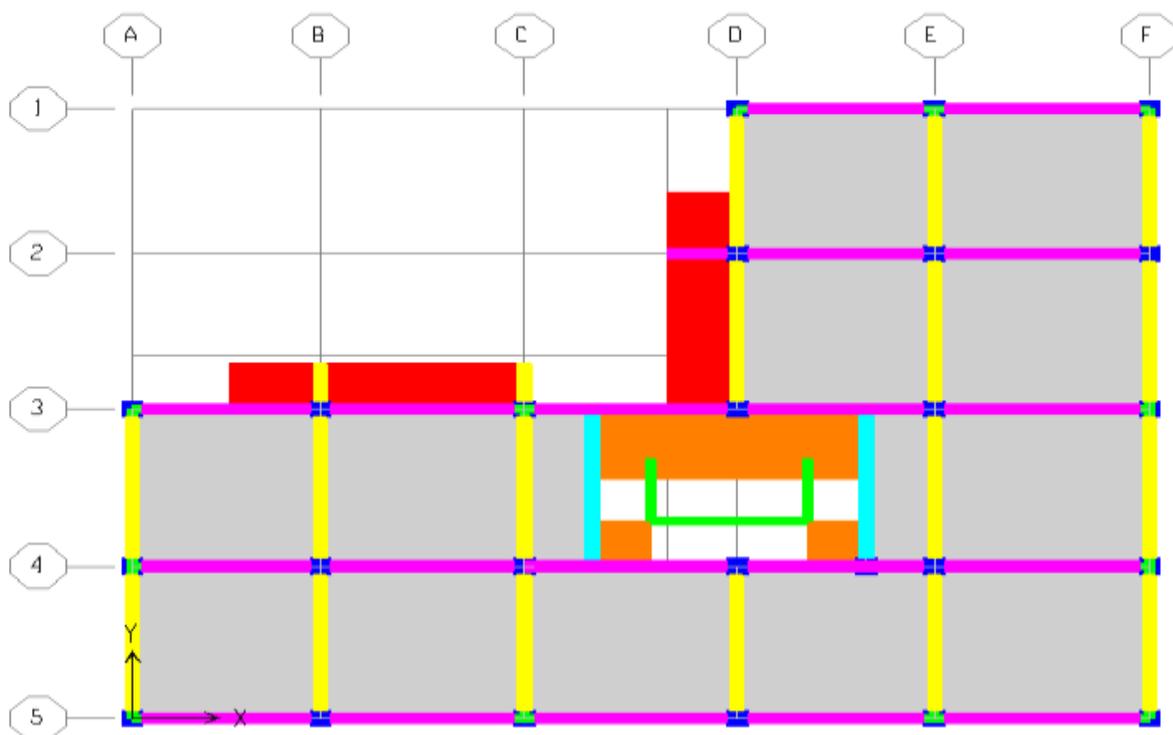
Dans ce qui suit, nous présentons les sept chapitres formant le manuscrit du présent master :

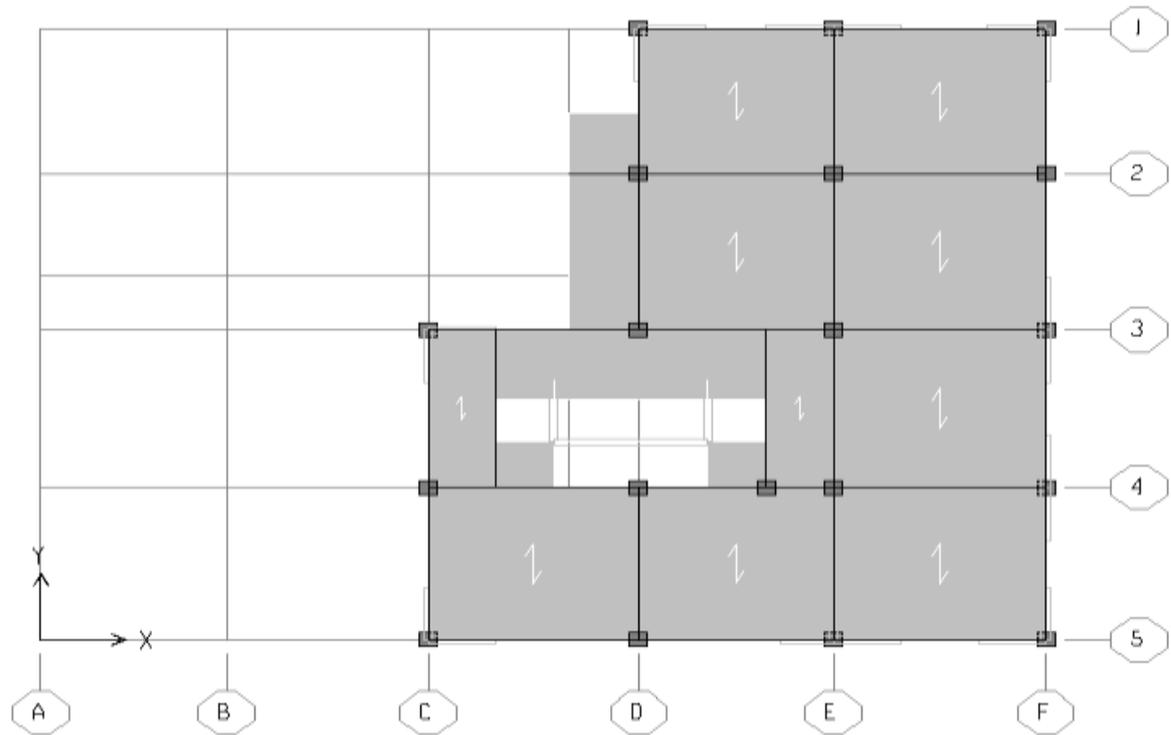
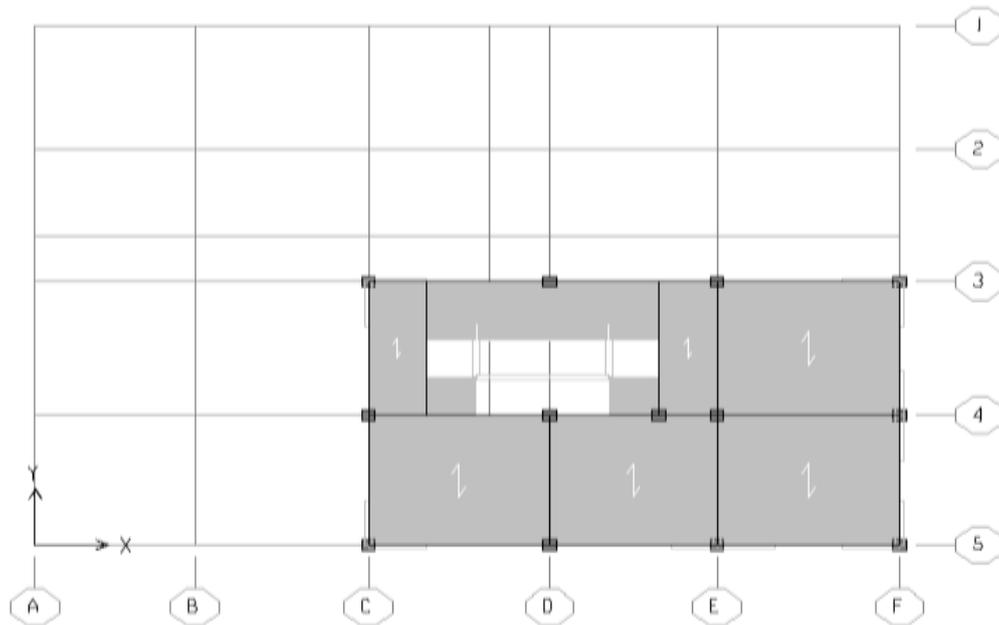
- Une introduction rappelant le contexte général du sujet étudié.
- Le premier chapitre dresse une présentation du présent projet; de l'état des connaissances actuelles des matériaux utilisés suivi d'un dimensionnement des éléments structuraux de notre projet.
- Le deuxième chapitre est dédié à une étude détaillé des planchers du présent bâtiment concerné par cette étude, à savoir une présentation des procédures de calcul planchers suivi des vérifications correspondantes .
- Le troisième chapitre présente un calcul des éléments non structuraux, tel que l'acrotère, poutres noyées des planchers, les escaliers et la cage d'ascenseur.
- Le quatrième chapitre est consacré une étude sismique
- Nous présentons dans le cinquième chapitre un calcul et vérification de la structures porteuse de notre bâtiments connu sous le nom de calcul des portiques; en l'occurrence les poutres principale et secondaires, les poteaux et voiles de contreventement.

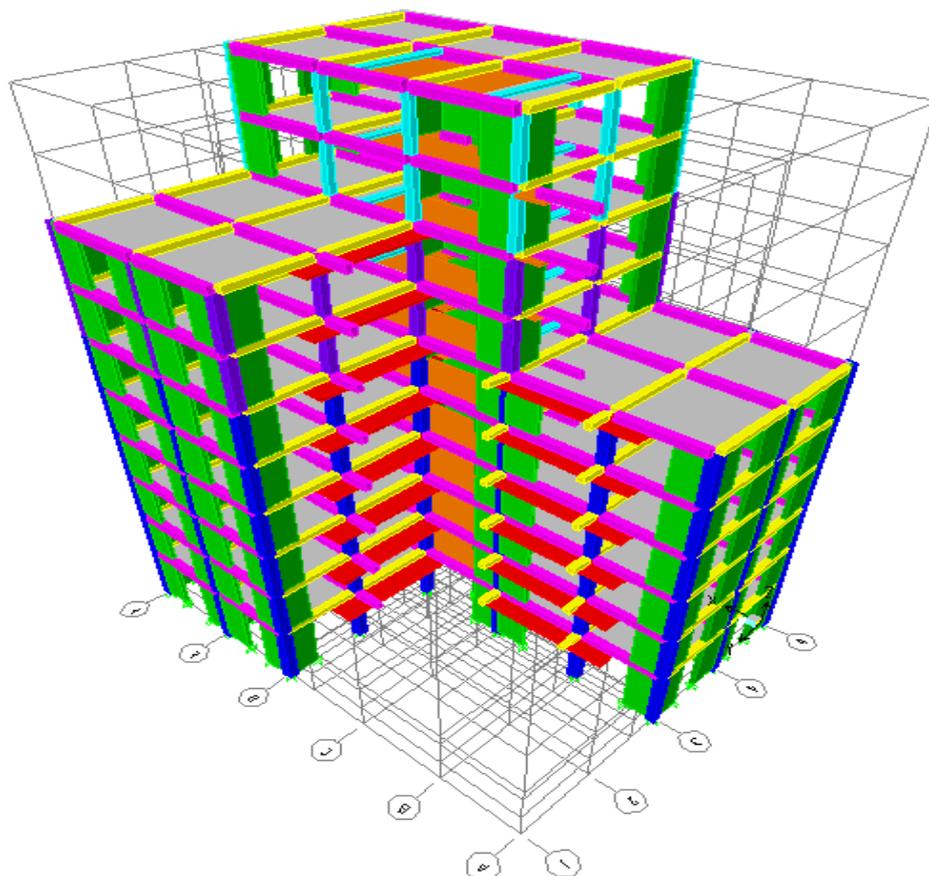
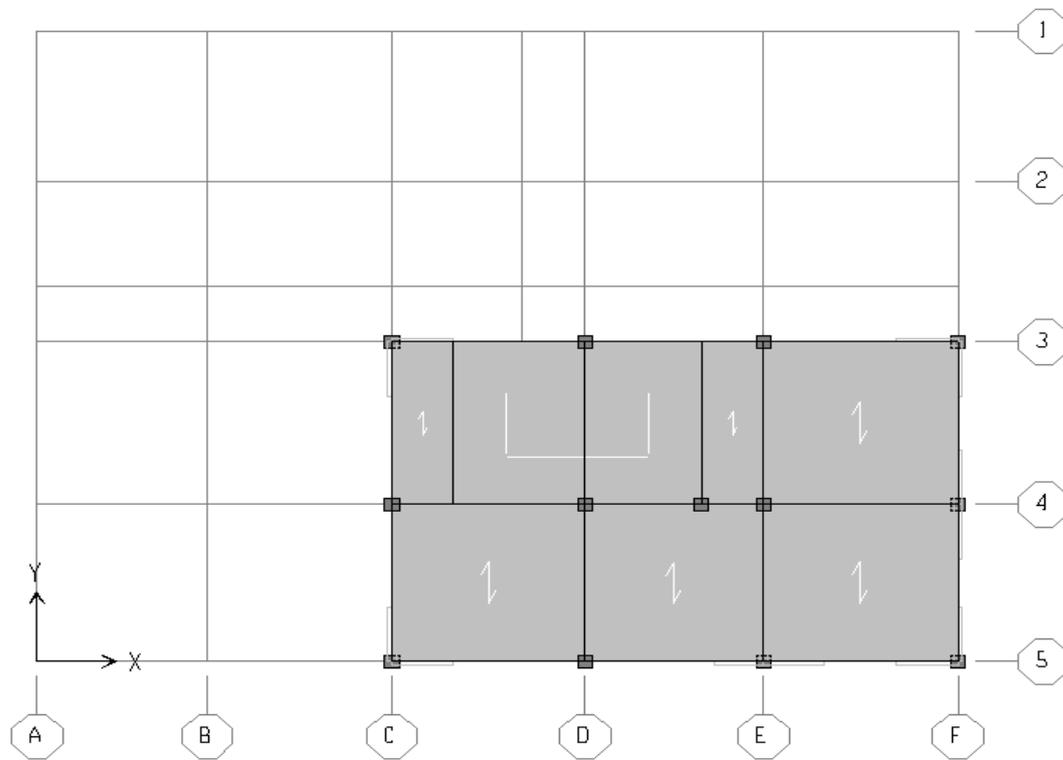
- Quant au sixième chapitre, nous avons procédé à un calcul et vérification des éléments composant l'étude de l'infrastructure.
- Enfin, nous achevons ce manuscrit de master par une conclusion générale dans laquelle nous rappelons les principaux résultats que nous avons pu tirer de cette étude, et nous dégagons quelques perspectives de ce travail.

Vue en plan (2D) et en 3D du projet :

1^{er} étage jusqu'à 5^{ème}

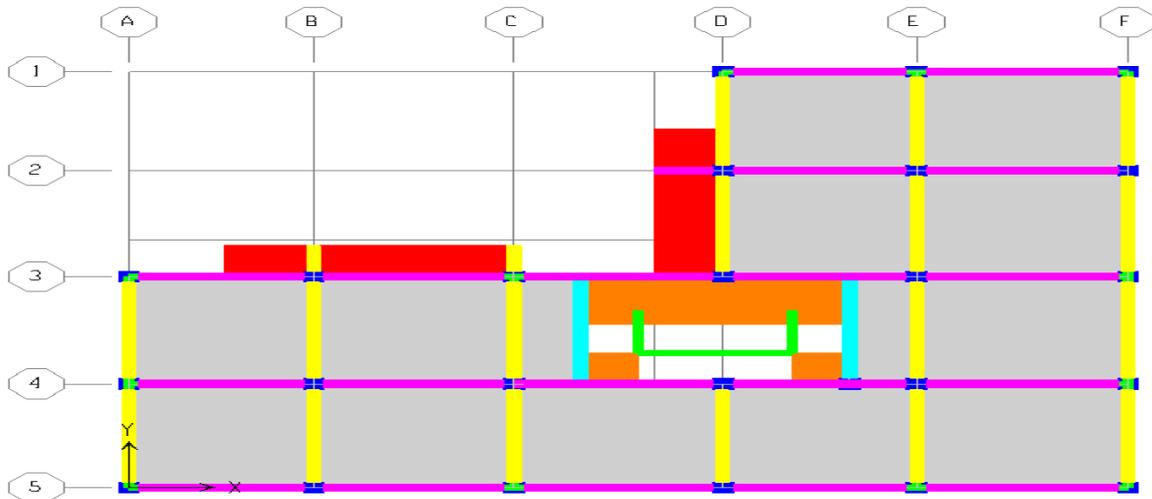


6^{ème} et 7^{ème} étage**8^{ème} et 9^{ème} étage**

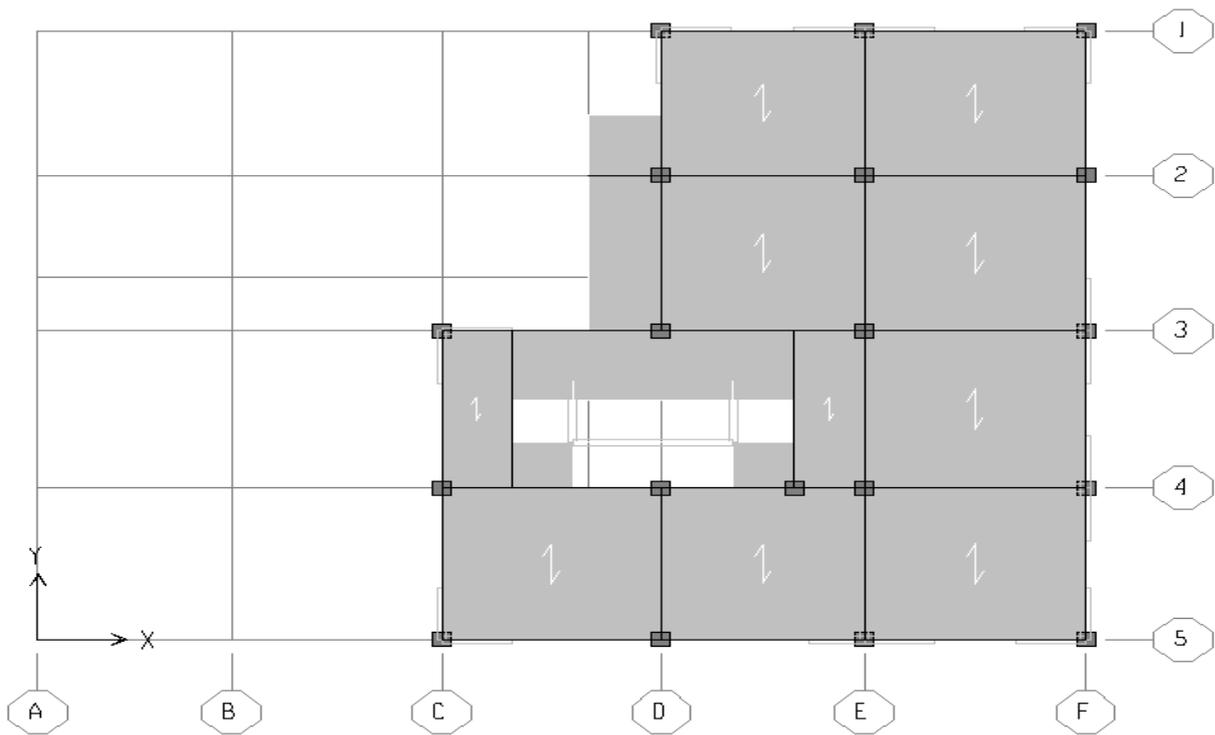
Terrasse

Vue en plan (2D) et en 3D du projet

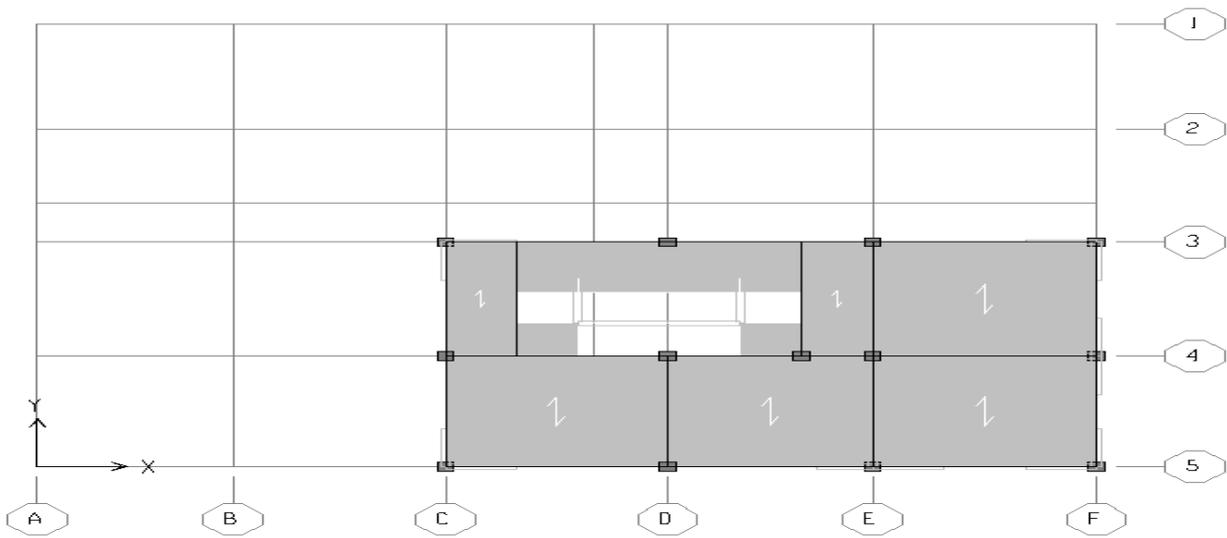
1^{er} étage jusqu'à 5^{ème}



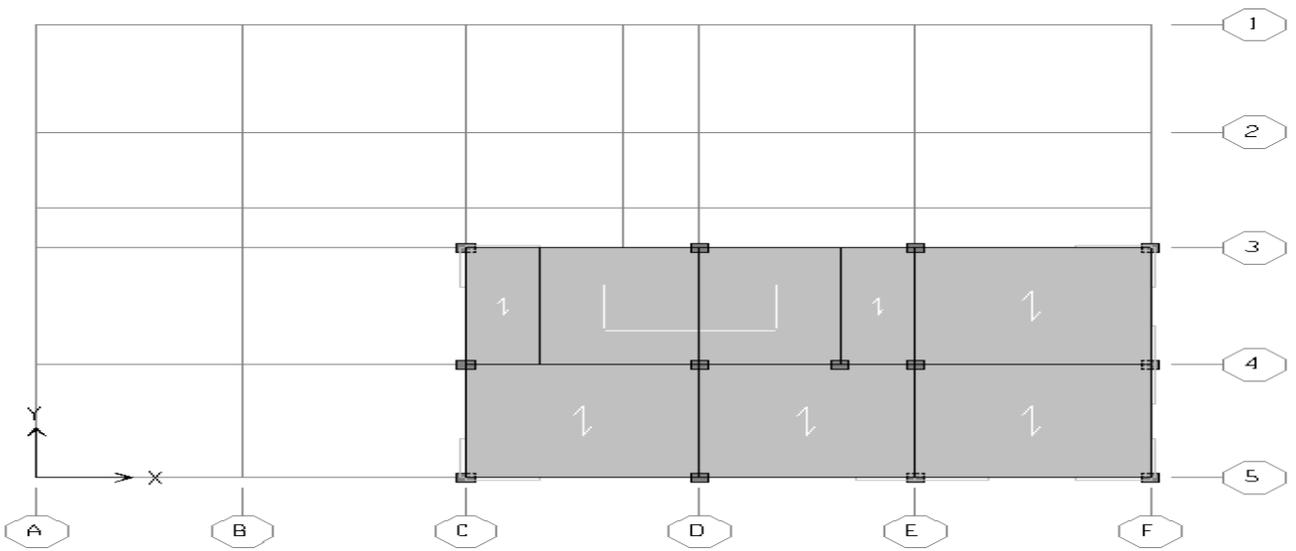
6^{ème} et 7^{ème} étage

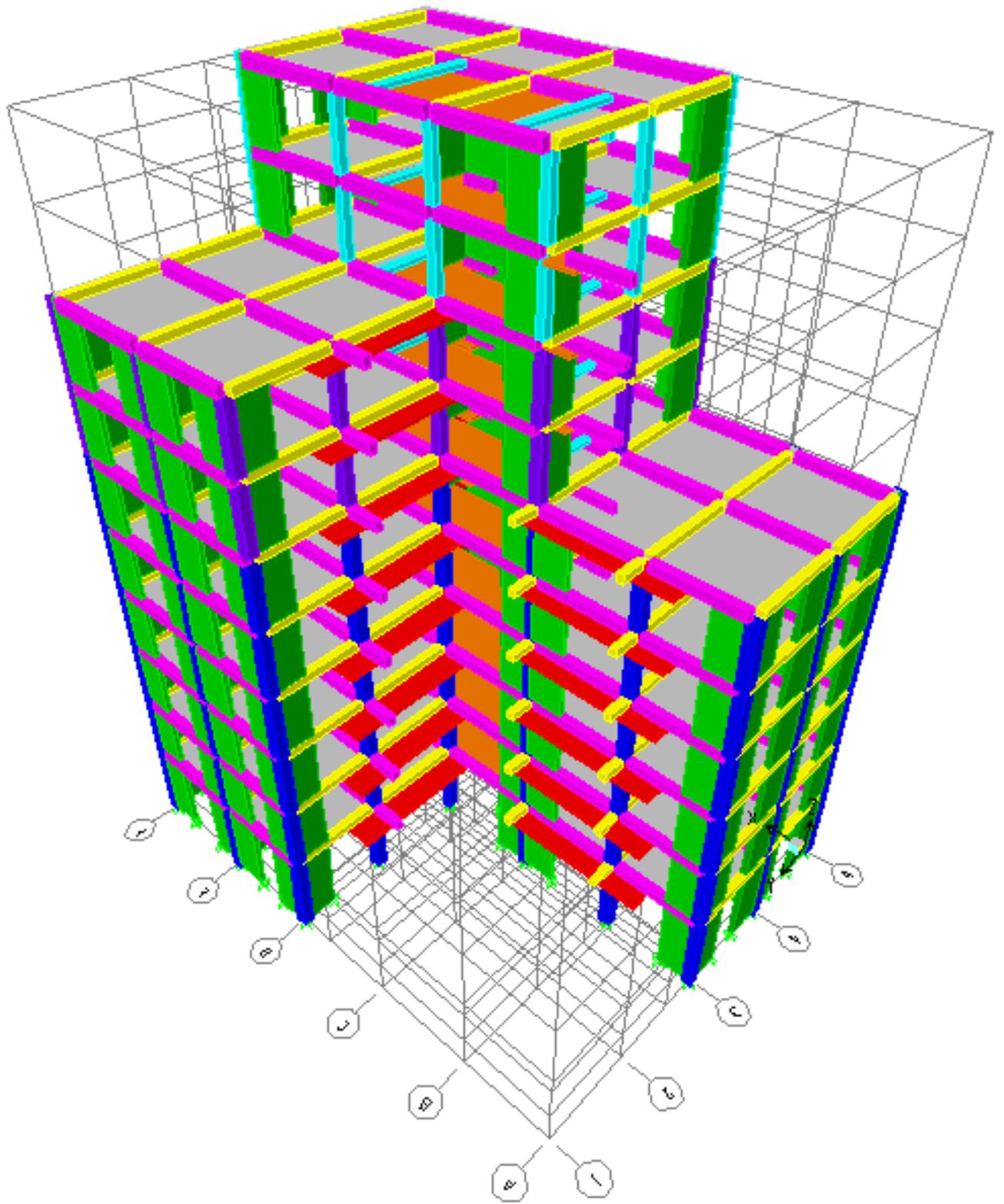


8^{ème} et 9^{ème} étage



Terrasse





Chapitre I

Chapitre I. Présentation du projet et dimensionnement des éléments structuraux

I.1. Concepts structuraux du bâtiment

Objectif :

L'objectif du présent chapitre est de fournir la liste des données du bâtiment analysé en ce qui concerne le type de structure, des éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

Modèle Structural :

On propose dans cette mémoire de projet de fin d'étude, l'étude complète des éléments résistants et secondaires d'un bâtiment à usage mixte (habitation, commerce).

Le bâtiment est composé de :

- Un Rez de chaussée à usage commercial.
- Le reste des 09 étages à usage d'habitation.

Dimensions Géométriques :

Notre bâtiment a une forme irrégulière en plan et en élévation. Il s'agit d'un bloc d'angle à 90° avec symétrie diagonale en plan.

Dimensions en élévation :

- hauteur totale de : 31,45 m
- hauteur du rez de chaussée est de : 3.91m
- Hauteur des étages courants est de : 3.06m

Dimensions en plan :

- Dimension totale (sens longitudinal) : $L = 22.80\text{m}$
- Dimension totale (sens transversal) : $L = 17.55\text{m}$

Structure du projet :

Ossature : Notre structure comporte des portiques en poteaux-poutres en béton armé suivant les deux directions, et des voiles de contreventement. Les charges verticales et horizontales seront reprises simultanément par les portiques et les voiles, et cela proportionnellement à leurs rigidités relatives.

Les Planchers : Notre structure comporte un plancher en corps creux.

Escaliers : Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages. Notre structure comporte deux types d'escalier, un escalier droit et un escalier console .

Terrasse : Notre projet comporte un seul type de terrasses, il s'agit d'une terrasse inaccessible.

Maçonnerie : Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- **Murs extérieurs :** ils sont constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur en brique creuse, à savoir une cloison externe de 15cm d'épaisseur et de 10 cm pour la cloison interne avec bien sûr une lame d'air de 5 cm.
- **Murs intérieurs :** ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne).

Classification selon le RPA99 V.2003 : L'ouvrage est implanté dans la wilaya de Tiaret, classée selon le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003 d'une zone I de faible sismicité et comme groupe d'usage 2 à savoir un ouvrage courant d'importance moyenne dont la hauteur ne dépassant pas 48m.

I.2. Propriétés des matériaux utilisés du béton armé de structure:

I.2.1. Composition du béton :

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables, de ciment, granulats et eau. Le béton armé est le matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut pas à lui seul remplir ce rôle.

Ciment: Le CPA325 (ciment portland artificiel de classe 325) est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux.

Granulats: Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- Sable de dimension ($D_s \leq 5$) mm
- Gravier de dimension ($5 \leq D_g \leq 25$) mm

Eau de gâchage: elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

I.2.2. Caractéristique du béton :

Résistance du béton : Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à " j " jours d'âge.

- **Résistance à la compression :** désignée par f_{c28} (résistance à la compression à 28 jours), elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16-32) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leur section est de 200 cm². Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 MPa
- **Résistance à la traction :** La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :
 1. Traction directe sur les cylindres précédents.
 2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
 3. Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté " a " et de longueur "4a" reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion : La résistance caractéristique à la traction du béton à " j " jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ (MPa).
Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25$ MPa et à la traction $f_{t28} = 2,1$ MPa .

Module de déformation longitudinale du béton : Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal ; il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

Module de déformation instantané : Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

Pour : $f_{c28} = 25$ MPa ; on trouve : $E_{i28} = 32164,19$ MPa

Module de déformation différé : Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700. (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

Pour : $f_{c28} = 25$ MPa on trouve : $E_{v28} = 10818,86$ MPa.

Coefficient de poisson : Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du côté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

$\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

Contraintes limites de calcul : On distingue deux états limites :

Etat limite ultime "ELU" : C'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée f_{bu} est donnée par :

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

Avec : γ_b = coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas de situations durables ou transitoires

$\gamma_b = 1,15$ cas de situations accidentelles

F_{c28} = résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton

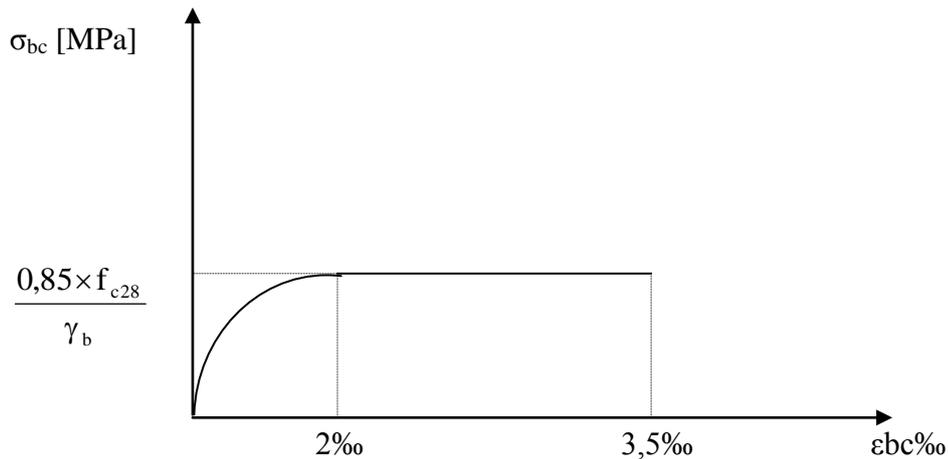


Figure I.1 : Diagramme contraintes-déformations à l'ELU

Etat limite de service "ELS" : Etat limite de service est un état de chargement au delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour les quels elle a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} \quad (\text{MPa}) \quad [1]$$

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

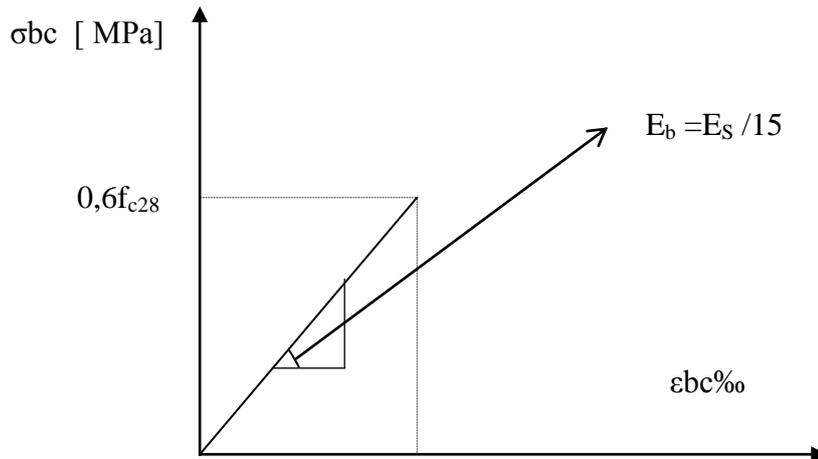


Figure I.2. : Diagramme contraintes déformations à l'ELS

I.2.3. Acier : L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- les ronds lisses (R.L) : nuances FeE 215 et FeE 235 pour les armatures transversales.
- les barres à haute (HA) : nuances FeE 400 et FeE 500 pour les armatures longitudinales.
- Treillis soudés (TS) : TS Ø = 8mm pour les dalles.

Limites élastiques :

Ronds lisse	{	FeE 215.....	fe = 215 MPa
		FeE 235.....	fe = 235 MPa
Haute adhérence	{	FeE 400.....	fe = 400 MPa
		FeE 500.....	fe = 500 MPa

Contrainte de calcul à ELU: σ_s = contrainte de l'acier à l'ELU

La contrainte de calcul, notée σ_s et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec : γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire

$\gamma_s = 1,0$ situation accidentelle

Rond lisse: $\sigma_s = 204,34$ MPa situation durable ou transitoire

$\sigma_s = 235$ MPa situation accidentelle

Haute adhérence: $\sigma_s = 348$ MPa situation durable ou transitoire

$\sigma_s = 400$ MPa situation accidentelle

Contrainte de vérification à ELS:

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma}_s \leq \sigma = \text{Min} (2/3 f_e ; 150 \eta)$ (MPa)
- Pour une fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma}_s \leq \sigma = \text{Min} (1/2 f_e ; 110 \eta)$ (MPa)

Avec : η = coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1,0$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence.

Allongement de rupture : ϵ_s = allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

Module d'élasticité longitudinale : Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations ; il sera pris égale à : $E_s = 2,1.10^5$ [MPa]

Diagramme contraintes – déformations à l'ELU :

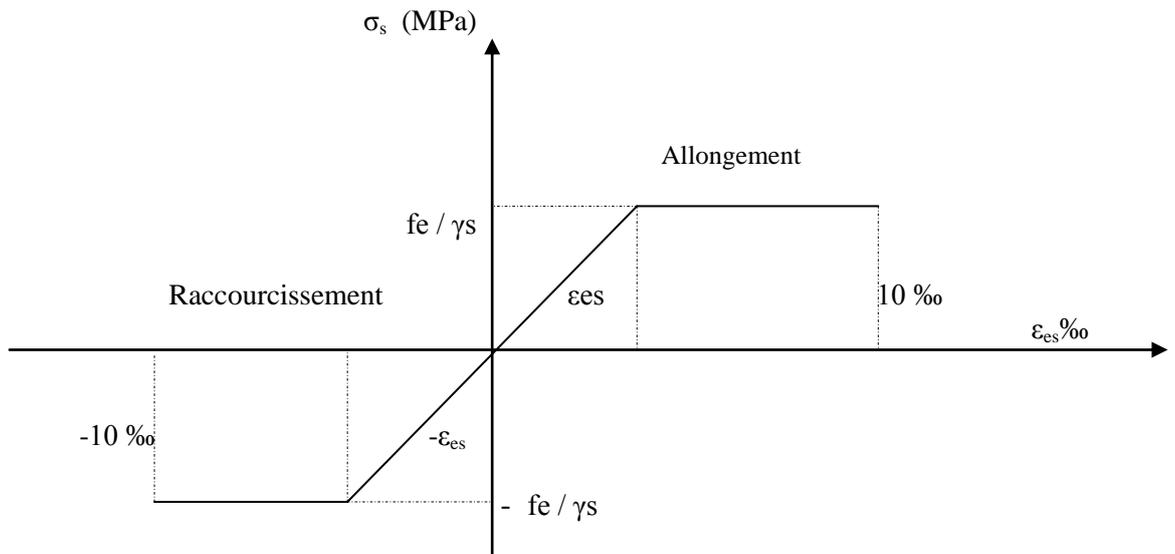


Figure I.3. Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'ELU

II. Pré dimensionnement des éléments: Connaissant la flexibilité et la rigidité du plancher, la vérification de la flèche est inutile, il suffit que la condition suivante soit vérifiée, avec " h_t " la hauteur totale du plancher et " L " la portée maximale de la poutrelle:

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{445}{22,5} = 19,77 \text{ cm}$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur $h_t=20\text{cm}$, soit un plancher (16+4) cm.

II. 1. Descentes de charges :

II.1.1. Charge permanente :

Plancher terrasse inaccessible :

Protection en gravier (4cm)	—————>	0.80 kN/m ²
Etanchéité multicouche (2cm)	—————>	0.12 kN/m ²
Forme de pente en béton léger (7cm)	—————>	1.40 kN/m ²
Isolation thermique en Polystyrène (4cm)	—————>	0.01 kN/m ²
Plancher à corps creux +dalle de compression (16+4)	—————>	2.80 kN/m ²
Enduit en Ciment (1cm)	—————>	0.18 kN/m ²
		G_t = 5.31 kN/m²

Plancher R.D.C et étage courante :

Revêtement en carrelage (2cm)	—————>	0.40 kN/m ²
Mortier de pose (2cm)	—————>	0.40 kN/m ²
Sable fin pour mortier (2cm)	—————>	0.34 kN/m ²
Plancher à corps creux (16+4)	—————>	2.80 kN/m ²
Simple cloison en briques creuses (10 cm)	—————>	0.90 kN/m ²
Enduit en plâtre (2cm)	—————>	0.20 kN/m ²
		G = 5.04 kN/m²

Murs de façade (extérieur) :

Enduit extérieur en ciment (mortier) (2cm)	—————>	0.36 kN/m ²
Brique creuses (15cm)	—————>	1.35 kN/m ²
Brique creuses (10cm)	—————>	0.90 kN/m ²
Enduit intérieur en ciment (1.5cm)	—————>	0.15 kN/m ²
		G = 2.76 kN/m²

Murs intérieur :

Enduit en plâtre (1cm)	—————>	0.1 x 2 = 0.2 kN/m ²
Brique creuses (10cm)	—————>	0.90 kN/m ²
		G = 1.20 kN/m²

II.1.2. Surcharge d'exploitation:

- surcharge d'exploitation des planchers étages courants (habitation) $Q=1,5 \text{ kN/m}^2$
- surcharge d'exploitation du plancher terrasse inaccessible $Q=1 \text{ kN/m}^2$

Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d'exploitation :

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes, dans le cas de bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement les charges d'exploitations se réduisent de 10% par étage, jusqu'à un coefficient de 0.5, valeur conservée pour les étages inférieurs suivants :

Tableau II.1 : La loi de dégression de la surcharge d'exploitation

Niveau	La loi de dégression	La charge (KN/m ²)
09	$N_{q0}=1\text{KN/m}^2$	1
08	$N_{q1}=q_0+q_1$	2.50
07	$N_{q2}=q_0+0.95 (q_1+q_2)$	3.85
06	$N_{q3}=q_0+0.9 (q_1+q_2+q_3)$	5.05
05	$N_{q4}=q_0+0.85 (q_1+q_2+q_3 +q_4)$	6.10
04	$N_{q5}=q_0+0.80 (q_1+q_2+q_3+ q_4+q_5)$	7.00
03	$N_{q6}=q_0+0.75 (q_1+q_2+q_3+ q_4+q_5+q_6)$	7.75
02	$N_{q7}=q_0+0.71 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7)$	8.45
01	$N_{q8}=q_0+0.69 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8)$	9.28
R.D.C	$N_{q9}=q_0+0.67 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9)$	10.05

II.2. Pré dimensionnement des poutres des éléments structuraux:

II.2.1. Poutres: Selon le R.P.A 99 version 2003, et selon le B.A.E.L.91 le critère de rigidité les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

Selon le R.P.A 99 version 2003	selon le B.A.E.L.91 le critère de rigidité
$b \geq 20\text{cm}$	$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$
$h \geq 30\text{cm}$	$0,3d \leq b \leq 0,4d$
$\frac{h}{b} < 4\text{cm}$	$\frac{ht}{b} \leq 3$
$b_{\text{max}} \leq 1,5ht + b1$	

Avec : h_t : hauteur totale de la poutre

b : largeur de la poutre

L : la plus grande portée libre entre axes

d : hauteur utile

Selon la vue en plan de notre bâtiment, nous avons sélectionné comme longueur max des poutres principale $L_{\max} = 4.75$ m et $L_{\max} = 4.45$ m pour les poutres secondaire.

Poutre principale:

$$\begin{cases} 31.66\text{cm} \leq ht \leq 47.5\text{cm} & \text{On prend } ht = 45 \text{ cm} \\ 12.15\text{cm} \leq b \leq 16.2\text{cm} & \text{On prend } b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après le R.P.A 99(version 2003)

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$condition vérifiée

$ht = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$condition vérifiée

$ht / b = 1.5 < 4$ condition vérifiée

$b_{\max} = 50 \leq 1,5.45 + 30 = 97.5 \text{ cm}$ condition vérifiée

Donc on prend la section des poutres principales (30x45) cm²

Poutre secondaire :

$$\begin{cases} 29,66\text{cm} \leq ht \leq 44,5\text{cm} & \text{On prend } ht = 35 \text{ cm} \\ 10,80\text{cm} \leq b \leq 14,4\text{cm} & \text{On prend } b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après le R.P.A 99(version 2003) :

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$condition vérifiée

$ht = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$condition vérifiée

$ht / b = 1.16 < 4$ condition vérifiée

$b_{\max} = 50 \leq 1,5.35 + 30 = 82.5 \text{ cm}$condition vérifiée

Donc en prend la section des poutres secondaires (35x40) cm²

Tableau II.2 : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres

Poutres	Sections		
	R.D.C au 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage au 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage au 9 ^{ème} étage
Principales	(30x45) cm ²	(30x45) cm ²	(30x45) cm ²
Secondaires	(30x35) cm ²	(30x35) cm ²	(30x35) cm ²

II.2.2. Pré dimensionnement des poteaux : On adopte un seul type de coffrage, soit un poteau section rectangulaire en trois familles, à savoir:

Première famille des poteaux: du RDC au 5^{ème} étage

Deuxième famille des poteaux: au 6^{ème} étage au 7^{ème} étage

Troisième famille des poteaux: au 8^{ème} étage au 9^{ème} étage

Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité, cette section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas et on calcul les efforts de compression qui agissant sur les poteaux dus aux charges permanentes suivant le R.P.A 99.

Pré dimensionnement des poteaux de type 01:

1^{ère} famille : R.D.C au 5^{ème} étage

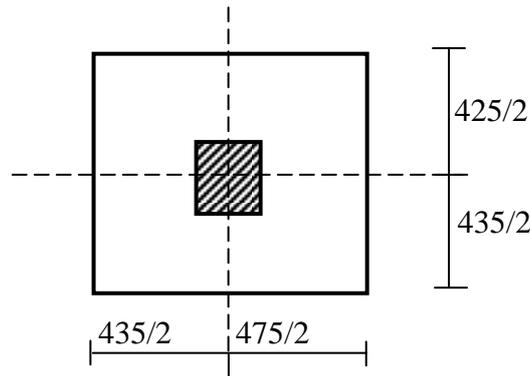


Figure II.1: La section la plus sollicitée du poteau

La surface afférente est donnée par: $S=19.57 \text{ m}^2$

Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux N_u :

Les efforts de compression due aux charges permanentes N_G :

- Plancher terrasse : $G \times S = 19.57 \times 5.31 = 103.92 \text{ kN}$
- Plancher RDC+ étage courant: $n \times G \times S = 10 \times 5.04 \times 19.57 = 986,32 \text{ kN}$

avec $n = 9$ le membre de plancher d'étage courant et On majore les efforts de 10%

$$N_G = 1,1(103.92 + 986.32) = 1199.264 \text{ kN}$$

Les efforts de compression due charge d'exploitation: Par application de la loi de dégression: $Q=10.05 \text{ kN/m}^2$

$$N_Q = 1,1.Q.S = 1,1.10,05.19,57 = 216.35 \text{ kN}$$

$$\text{D'où: } N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35.1199,264 + 1,5.216,35 = 1943.53 \text{ kN}$$

Détermination de la section du poteau (a .b):

Détermination de "a" : Pour la vérification de flambement, On doit faire le dimensionnement des poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement, c'est-à-dire

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7l}{i}$$

Avec : L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration

λ : L'élancement du poteau

I : moment d'inertie de la section par rapport a un point passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

$$B = a.b$$

$$I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

On a: $L_0=3.91$ m; $L_f=0,7 \times 3.91 = 2.737$ m = 273.7cm

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{273.7}{0.289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{273.7}{0,289.50} = 18.94 \text{ cm}$$

On prend: $a = 45$ cm

$$\lambda=0,7L_0/i \Rightarrow 273.7/(0,289 \times 50) = 18.94 < 45 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Détermination de "b": Selon les règles du B.A.E.L91, l'effort normal ultime N_u doit être:

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (a-2) (b-2) \text{ cm}^2$$

$$B_r: \text{section réduite, } B_r = (45-2) \times (b-2) = 43 \times (b-2) \text{ cm}^2$$

A_s =section d'armature longitudinale

$$A_s = 0,7\% B_r \dots \dots \dots \text{Zone I}$$

$$A_s = 0,7\% [48(b-2)] = 0,336(b-2) \text{ cm}^2$$

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{273.7}{0,289.45} = 21.04 < 50$$

$$\alpha = 0,85/[1+0,2(\lambda/35)^2] = 0,80$$

$f_{c28}=25$ MPa ; $F_e = 400$ MPa ; $\gamma_b=1,5$; $\gamma_s=1,15$

$$N_u \leq 0.8 \left[\frac{43(b-2).25}{0,9.1,5.10} + \frac{0,336 (b-2).400}{1.15} \right]$$

Donc : on prend $b = 45$ cm.

Vérification des conditions du R.P.A 99 version 2003:

- $\min(a, b) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$condition vérifiée
- $\min(a, b) = 45 \text{ cm} > \frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$condition vérifiée
- $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4$ condition vérifiée

Donc : $a = b = 45 \text{ cm}$

On prend des différentes sections des poteaux pour les trois familles de notre structure et les résultats obtenus sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau II.3 : les dimensions des poteaux

Sections des poteaux par famille		
R.D.C au 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} au 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} au 9 ^{ème} étage
(45x45) cm ²	(40x40) cm ²	(35x35) cm ²

II.2.3. Pré dimensionnement des voiles : Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme. Le R.P.A 99 version 2003, considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

$$\left. \begin{array}{l} L \geq 4a \\ a \geq h_e / 25 \end{array} \right\}$$

Avec : L : longueur du voile

a : épaisseur des voiles ($a_{\min} = 15 \text{ cm}$)

h_e : hauteur d'étage (3,06m)

$a \geq 391/25 = 15,64 \text{ cm}$ soit On prend : $a = 20 \text{ cm}$

Tableau II.4 : Synthèse des dimensions des éléments structuraux

Poteaux	R.D.C au 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} au 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} au 9 ^{ème} étage
	(45x45) cm ²	(40x40) cm ²	(35x35) cm ²
Poutres	R.D.C au 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} au 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} au 9 ^{ème} étage
Principales	(30x45) cm ²	(30x45) cm ²	(30x45) cm ²
Secondaires	(30x35) cm ²	(30x35) cm ²	(30x35) cm ²
Voiles	20cm		
Plancher	(16+4) cm		

Chapitre II

Chapitre II. Calcul des planchers

Calcul des planchers à corps creux :

1. Introduction : Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent deux fonctions principales:

- Fonction de résistance : les planchers supportant leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- Fonction d'isolation: ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Comme notre projet a usage d'habitation et commerce, on adopte un plancher à corps creux qui est constitué par des poutrelles en béton armé, ces dernières sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

2. Dimensionnement des poutrelles : Notre projet étant une construction courante à une surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{ kN/m}^2$). La hauteur du plancher est 20cm soit (16+4) cm soit 16cm du corps creux et 4cm d'une dalle de compression en béton armé. Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur avec un espacement de 65cm entre axes.

Hauteur du plancher : $h_t = 20 \text{ cm}$

Largeur de la nervure : $b_0 = 12 \text{ cm}$

Épaisseur de la dalle de compression: $h_0 = 04 \text{ cm}$

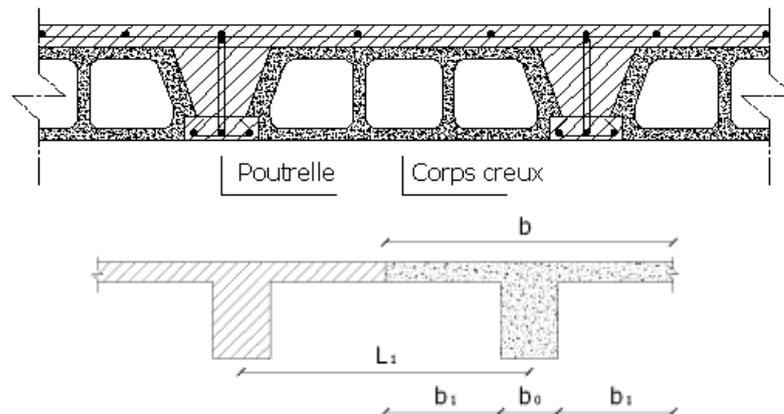


Figure II.1 Plancher à corps creux

Calcul de la largeur (b) de la poutrelle : Le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes: $b=2b_1+b_0$

La portée maximale est : $L = 4,00 \text{ m}$ $l_1=65\text{cm}$

$$b_1 = (b-b_0)/2 = \min \begin{cases} b_1 \leq (l_1-b_0) / 2 \\ b_1 \leq L/10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \min \begin{cases} b_1 \leq (65-12)/2=26,5\text{cm} \\ b_1 \leq 400/10=40\text{cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend: $b_1=26,5 \text{ cm}$.

de la condition $(b=2b_1+b_0) \Rightarrow b = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$.

Donc on prend dans le calcul $b = 65\text{cm}$

2.1. Méthode de calcul des poutrelles :

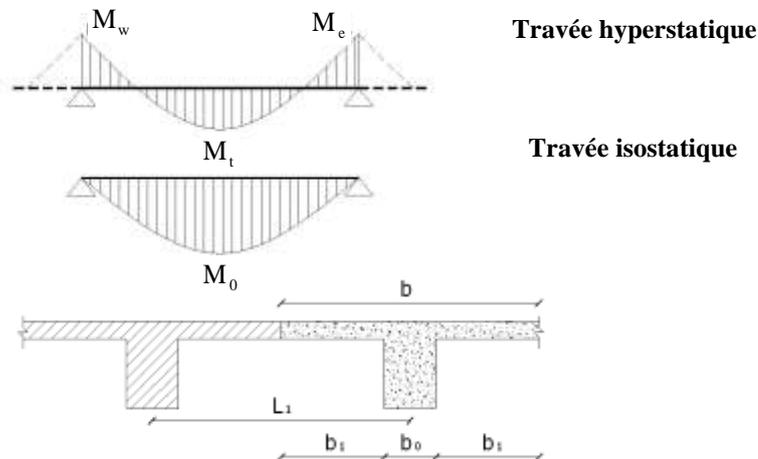
2.1.1. Planchers étages courant :

Méthode forfaitaire : Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le règlement BAEL 91 est proposé une méthode simplifiée applicable pour les planchers courantes si les conditions ci après sont satisfaites.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire : Cette méthode est applicable si les quatre conditions suivantes sont remplies :

- la charge d'exploitation $Q \leq \max(2G ; 5\text{kN/m}^2)$
- les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées
- le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25 ($0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$)
- la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Principe de calcul : Il exprime les maximaux en travée et sur appuis (droit et gauche) en fonction des moments fléchissant isostatiques " M_0 " de la travée indépendante.



Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w , M_t , M_e doivent vérifier les conditions suivantes:

- $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - (M_w+M_e)/2$
- $M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0/2$ cas d'une travée intermédiaire
- $M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0/2$ cas d'une travée de rive

avec: M_0 : Le moment maximal isostatique dans la travée indépendante

M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée

M_w : Le moment sur l'appui gauche de la travée

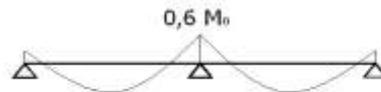
M_e : Le moment sur l'appui droit de la travée

α : $Q / (G+Q)$ le rapport des charge d'exploitation a la somme des charges permanentes

Et d'exploitations.

Les valeurs des moments aux appuis: Les valeurs absolues des moments sur appuis sont évaluées selon le nombre des travées :

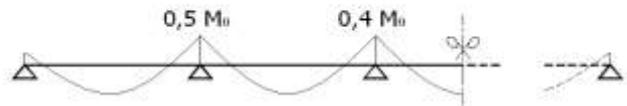
Poutre contenue a deux travées :



Poutre contenue a trois travées :



Poutre contenue a plus de trois travées:

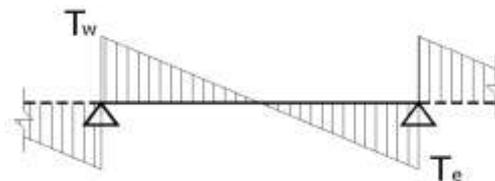


Efforts tranchants : L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:

$$T_w = (M_w - M_e) / l + Ql/2$$

$$T_e = (M_w - M_e) / l - Ql/2$$

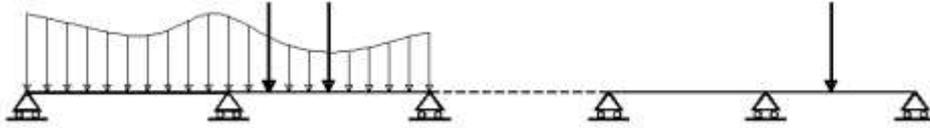


2.1.2. Plancher terrasse :

Méthode des trois moments: Puisque la fissuration est considérée comme préjudiciable dans ce genre des planchers, la méthode forfaitaire n'été plus applicable, donc le calcul RDM de ces poutrelles doit effectuer par «la méthode des trois moments »

Motivation: La formule des trois moments est une écriture particulière de la méthode des forces adaptée aux poutres continues.

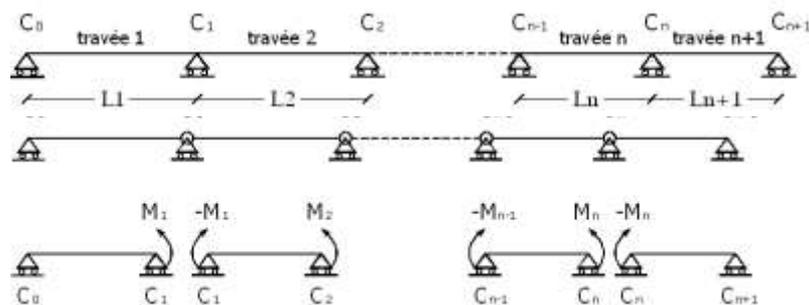
Hypothèses: Nous traiterons par la suite d'une poutre droite posée sur $(N+2)$ appuis simples chargée par des forces concentrées ou réparties dont la direction est perpendiculaire à l'axe de la poutre.



Le problème posé possède une mobilité correspondant à la translation suivant l'axe de la poutre. Si cette mobilité est gênante, il suffit de remplacer une liaison Ponctuelle par une rotule. Le problème se situe dans le plan (x, y) et est à flexion dominante. L'inertie de section et le module d'élasticité sont constants sur la poutre.

Notations des appuis: Les appuis sont notés C_0, C_1, \dots, C_{n+1} .

La portion de poutre $= [C_{i-1}, C_i]$ est la travée i de longueur L_i



Résolution: Le problème est hyperstatique d'ordre N , on utilise la méthode des forces avec Une décomposition particulière.

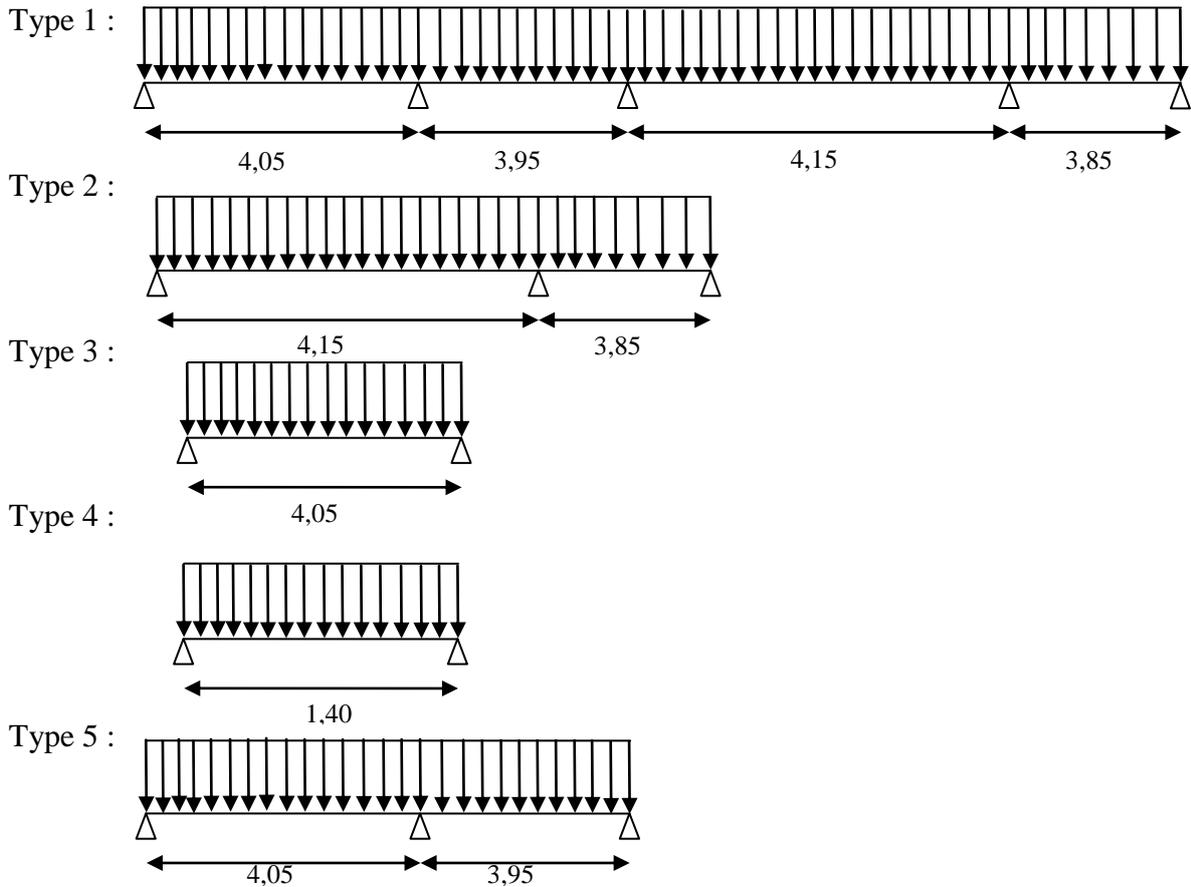
Décomposition du problème: Plutôt que de considérer que le problème isostatique associé est une poutre sur deux appuis-dans ce cas les inconnues. Hyperstatiques seraient N réactions d'appuis-on introduit une rotule entre chaque Travée au droit des appuis C_1 à C_n . Le problème isostatique associé correspond à $N + 1$ poutres sur deux appuis correspondant à chaque travée. Les inconnues hyperstatiques sont les moments M_i exercés par la travée $i+1$ Sur la travée i . Le moment exercé par la travée i sur la travée $i+1$ étant $-M_i$. Les moments M_i sont également les moments fléchissant du problème hyper statique au droit des appuis.

3.Calcul des poutrelles:

3.1. Etude des poutrelles planchers étages courants :

Type des poutrelles : On a cinq (05) types des poutrelles par chaque niveau selon le nombre et des longueurs des travées et trois (03) familles : RDC au 5^{ème} étage, 6^{ème} au 7^{ème} étage, 8^{ème} au 9^{ème} étage et terrasse.

Selon le nombre et des longueurs des travées sont les suivantes :



Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire :

Type (01) :

1- la charge d’exploitation $Q \leq \max (2G, 5\text{kN/m}^2)$

Planchers étages courant : $G = 5,04 \text{ kN/m}^2$; $Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$

$Q = 1,50 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,08 \text{ kN/m}^2$condition vérifiée

2- le rapport entre les travées successives

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E
Portée	4.05	3.95	4.15	3,85
Rapport		1,02	0.95	1,07

$0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$ condition vérifiée

3- Poutrelle à d’inertie constante ($I=\text{cte}$).....condition vérifiée

4- Fissuration peu préjudiciable (cas de plancher étage).

Puisque tous les conditions sont satisfaits donc la méthode forfaitaire et applicable.

Sollicitation :

D'où : $G = 5,04 \text{ kN/m}^2$ et $Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$

à l'E.L.U : $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = 5,88 \text{ kN/ml}$

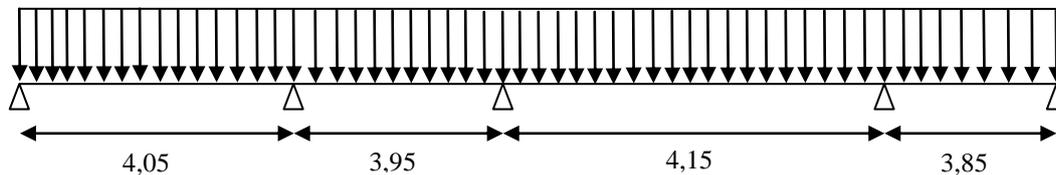
$$\alpha = Q / (G + Q) = 1,50 / (5,04 + 1,50) = 0,23$$

$(1+0,3\alpha) = 1,069 > 1,05$, donc on doit tenir compte de 1,069

$$(1,2 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,635 \text{ (travée de rive)}$$

$$(1 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,535 \text{ (travée intermédiaire)}$$

à l'E.L.S : $q_u = (G + Q) \times 0,65$ $q_s = 4,25 \text{ kN/ml}$

Famille (1) : RDC au 5^{ème} étage :**Type (01)**

Moments fléchissant (isostatiques) : $M_{0AB} = 12,10 \text{ kN.m}$

$$M_{0BC} = 11,47 \text{ kN.m}$$

$$M_{0CD} = 12,66 \text{ kN.m}$$

$$M_{0DE} = 10,89 \text{ kN.m}$$

Moments en appuis: En appui (A) : $M_A = 0,2 M_{0AB} = 2,42 \text{ kN.m}$

$$\text{En appui (B) : } M_B = \max(M_{0AB}; M_{0BC}) \cdot 0,5 = 6,05 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appui (C) : } M_C = \max(M_{0ABC}; M_{0CD}) \cdot 0,4 = 5,06 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appui (D) : } M_D = \max(M_{0CD}; M_{0DE}) \cdot 0,5 = 6,33 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appui (E) : } M_E = 0,2 M_{0DE} = 2,178 \text{ kN.m}$$

Moments En travées :

$$\begin{array}{l} \text{Travée (A-B)} \quad M_T \geq 1,069 \cdot M_0 - \frac{M_A + M_B}{2} = 8,70 \text{ kN.m} \\ \quad \quad \quad M_T \geq 0,635 \cdot M_0 = 7,68 \text{ kN.m} \end{array} \quad \Rightarrow \quad M_T^{(AB)} = 8,70 \text{ kN.m}$$

$$\begin{array}{l} \text{Travée (B-C)} \quad M_T \geq 1,069 \cdot M_0 - \frac{M_B + M_C}{2} = 6,70 \text{ kN.m} \\ \quad \quad \quad M_T \geq 0,535 \cdot M_0 = 6,14 \text{ kN.m} \end{array} \quad \Rightarrow \quad M_T^{(BC)} = 6,70 \text{ kN.m}$$

$$\begin{array}{l} \text{Travée (C-D)} \quad M_T \geq 1,069 \cdot M_0 - \frac{M_C + M_D}{2} = 7,84 \text{ kN.m} \\ \quad \quad \quad M_T \geq 0,535 \cdot M_0 = 6,77 \text{ kN.m} \end{array} \quad \Rightarrow \quad M_T^{(CD)} = 7,84 \text{ kN.m}$$

$$\left. \begin{aligned} \text{Travée (D-E)} \quad M_T \geq 1,069.M_0 - \frac{MD+ME}{2} = 7.39\text{kN.m} \\ M_T \geq 0,635.M_0 = 6.92\text{kN.m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_T^{(DE)} = 7.39\text{kN.m}$$

Efforts tranchants : Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée étant calculées selon la formule suivant :

$$\left\{ \begin{aligned} T_w &= \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i} + q_u \frac{L_i}{2} \\ T_e &= \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i} - q_u \frac{L_i}{2} \end{aligned} \right. \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{aligned} T_w &: \text{effort tranchant a droit} \\ T_e &: \text{effort tranchant a gauche} \end{aligned} \right.$$

$$\text{Travée (A-B)} \quad \left\{ \begin{aligned} T_w &= \frac{2.42 - 6.05}{4.05} + \frac{5.88 \cdot 4.05}{2} = 11.01\text{kN} \\ T_e &= \frac{2.42 - 6.05}{4.05} - \frac{5.88 \cdot 4.05}{2} = -12.8\text{kN} \end{aligned} \right.$$

$$\text{Travée (B-C)} \quad \left\{ \begin{aligned} T_w &= \frac{6.05 - 5.06}{3.95} + \frac{5.88 \cdot 3.95}{2} = 11.86\text{kN} \\ T_e &= \frac{6.05 - 5.06}{3.95} - \frac{5.88 \cdot 3.95}{2} = -11.36\text{kN} \end{aligned} \right.$$

$$\text{Travée (C-D)} \quad \left\{ \begin{aligned} T_w &= \frac{5.06 - 6.33}{4.15} + \frac{5.88 \cdot 4.15}{2} = 11.90\text{kN} \\ T_e &= \frac{5.06 - 6.33}{4.15} - \frac{5.88 \cdot 4.15}{2} = -12.51\text{kN} \end{aligned} \right.$$

$$\text{Travée (D-E)} \quad \left\{ \begin{aligned} T_w &= \frac{6.33 - 2.178}{3.85} + \frac{5.88 \cdot 3.85}{2} = 12.40\text{kN} \\ T_e &= \frac{6.33 - 2.178}{3.85} - \frac{5.88 \cdot 3.85}{2} = -10.24\text{kN} \end{aligned} \right.$$

Diagramme de (M):

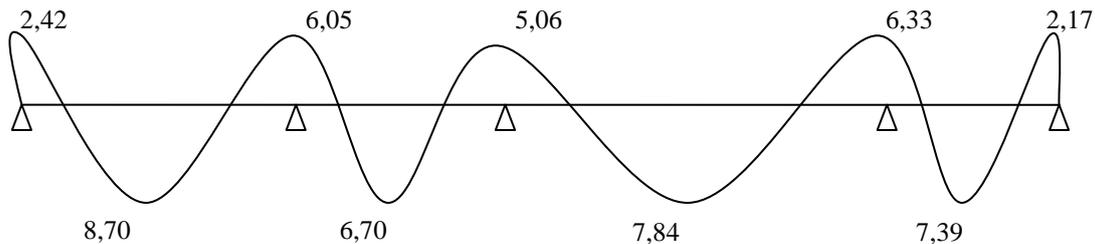


Diagramme de (T) :

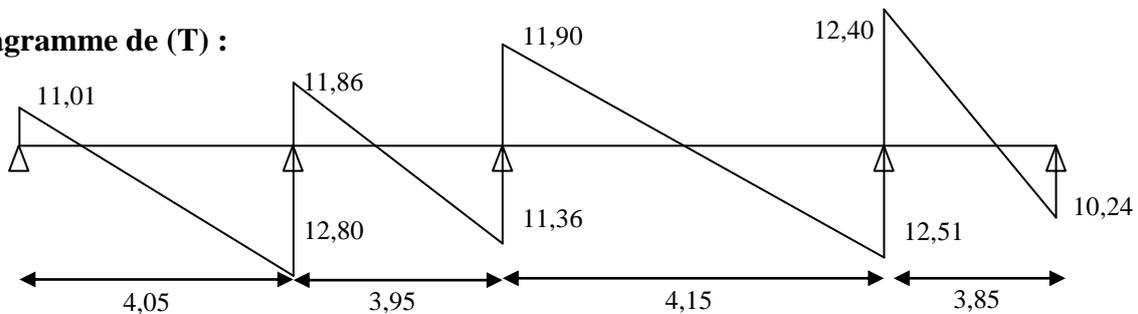


Tableau II.1 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus aux planchers étages

Types de plancher	travée	L(m)	E.L.U					E.L.S		
			M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M _t	M _w	M _e
Type (01)	AB	4.05	8.70	2.42	6.05	11.01	12.80	6.27	1.74	4.35
	BC	3.95	6.70	6.05	5.064	11.86	11.36	4.86	4.35	3.66
	CD	4.15	7.84	5.064	6.33	11.90	12.51	5.67	3.66	4.57
	DE	3.85	7.39	2.73	6.33	12.40	10.24	5.34	1.57	4.57
Type (02)	AB	4.05	10.29	2.42	2.42	11.91	11.91	7.40	1.74	1.74
Type (03)	CD	4.15	8.47	2.53	7.6	10.98	13.42	6.12	1.83	5.50
	DE	3.85	6.75	2.18	7.6	12.73	9.91	4.88	1.57	5.50
Type (04)	AB	4.05	8.07	2.41	7.24	10.71	13.09	5.83	1.74	5.23
	BC	3.95	7.50	2.29	7.24	12.86	10.36	5.42	1.66	5.23
Type (05)	ab	1.40	1.22	0.29	0.29	4.12	4.12	0.18	0.21	0.21
max			10.29	6.05	7.6	-	13.42	7.40	4.35	5.50

3.2. Etude des poutrelles du plancher terrasse :

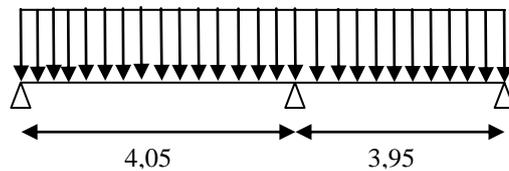
On a quatre (04) types de poutrelles, avec $G = 5,31 \text{ kN/m}^2$ et $Q = 1,00 \text{ kN/m}^2$.

Sollicitation à l'E.L.U : $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,31) + (1,5 \times 1,00) \times 0,65$
 $\Rightarrow q_u = 5,63 \text{ kN/ml}$

Sollicitation à l'E.L.S : $q = (G + Q) \times 0,65 = (5,31 + 1,00) \times 0,65 \Rightarrow q_s = 4,10 \text{ kN/ml}$

Exemple de calcul:

Type (01) : poutrelles à 2 travées



Le calcul se fait selon la formule:

$$M_{(n-1)} \cdot L_n + 2M_n \left(L_n + L_{(n+1)} \right) + M_{(n+1)} \cdot L_{(n+1)} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{(n+1)} \cdot b_{(n+1)}}{L_{(n+1)}} \right]$$

On a deux travées : A-B et B-C

$$M_0^{AB} = Ql^2/8 = 11.54 \text{ kN.m}$$

$$a_n = b_n = 2.025 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_0^{AB} = 31.16 \text{ m}^2$$

$$M_0^{BC} = ql^2/8 = 10.98\text{kN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1.975 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0^{BC} = 28.91 \text{ m}^2$$

D'où: $4.05M_A + 2(4.05 + 3.95)M_B + 3.95M_C = -6[(31.16 \times 2.025/4.05) + (28.91 \times 1.975/3.95)]$

Avec: $M_A = -0.2$, $M_0^{AB} = -2.31\text{kN.m}$

$$M_C = -0.2$$
, $M_0^{BC} = -2.19\text{kN.m}$

Après résolution: $M_B = -10.14\text{kN.m}$

Les moments en travées : $M_t^{AB} = [(M_A + M_B)/2] + M_0^{AB} = 5.32\text{kN.m}$

$$M_t^{BC} = [(M_B + M_C)/2] + M_0^{BC} = 4.82\text{kN.m}$$

Efforts tranchants :

Travée (A-B) : $T_w = \frac{-2.31 + 10.14}{4.05} + \frac{5.63 \cdot 4.05}{2} = 13.33\text{kN}$

$$T_E = \frac{-2.31 + 10.14}{4.05} - \frac{5.63 \cdot 4.05}{2} = -9.47\text{kN}$$

Travée (B-C) : $T_w = \frac{-10.14 + 2.19}{3.95} + \frac{5.63 \cdot 3.95}{2} = 9.11\text{kN}$

$$T_E = \frac{-10.14 + 2.19}{3.95} - \frac{5.63 \cdot 3.95}{2} = -13.13\text{kN}$$

Diagramme de (M):

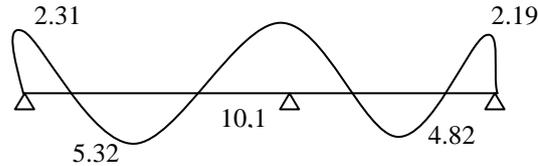


Diagramme de (T) :

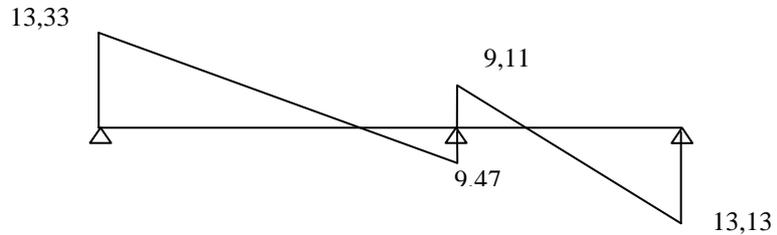


Tableau.II.2: Tableau récapitulatif des résultats obtenus au plancher terrasse

Types de plancher	travée	L(m)	E.L.U					E.L.S		
			M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M _t	M _w	M _e
Type (02)	AB	4.05	9.83	2.31	2.31	11.42	11.42	6.72	1.68	1.68
Type (04)	AB	4.05	5.32	2.31	10.14	12.78	08.92	3.93	1.68	7.28
	BC	3.95	4.82	2.19	10.14	9.11	12.60	3.56	1.6	7.28
Type (05)	ab	1.40	1.173	0.276	0.276	3.95	3.95	0.8	0.2	0.2
max			9.83	2.31	10.14	12.78	-	6.72	1.68	7.28

3.3. Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU) : Le ferrailage des poutrelles se fait pour une section en T soumise à la flexion simple à l'E.L.U et en suit la vérification du béton et les sections d'armatures se fait à l'E.L.S

3.3.1. Poutrelles planchers étages:

Sollicitations de calcul:

à ELU	$M_{travée} = 10,29\text{kN.m}$	à E.L.S	$M_{travée} = 7.40\text{kN.m}$
	$M_{appui-rive} = 6.05\text{kN.m}$		$M_{appui-rive} = 4.35\text{kN.m}$
	$M_{appui-inter} = 7.6\text{kN.m}$		$M_{appui-inter} = 5.50\text{kN.m}$
	$T_{max} = 13.42\text{kN}$		

Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

En travée : Moment équilibré par la table " Mt "

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot F_{bc} \cdot (d - h_0/2)$$

Avec : $d = 0,9h = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}$

$$F_{bc} = 0,85f_{c28}/\gamma_b = 14,17\text{MPa}$$

$$h_0 = 4\text{cm}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$F_s = 400/1.15 = 348\text{MPa}$$

$$M_t = 65 \times 4 \times 14,17 \cdot (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,95\text{kN.m}$$

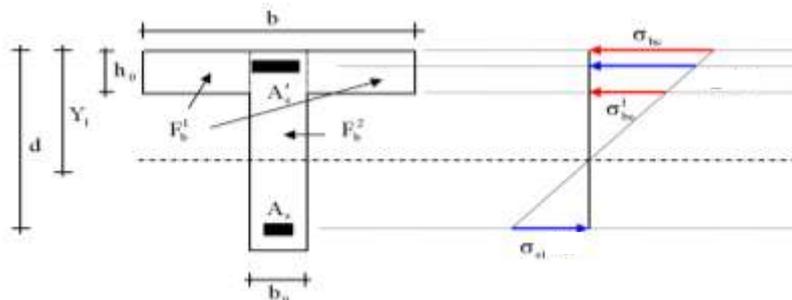
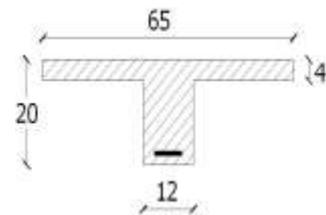
$$M_{t-max} = 10,29\text{kN.m} < 58,95\text{kN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = M_t / b \cdot d^2 \cdot F_{bc} = 10,29 \cdot 10^3 / 65 \cdot (18)^2 \cdot 14,17 = 0.034 < 0.392$$

$$\beta = 0.983$$

$$A_s = 10,29 \cdot 10^3 / 0.983 \cdot 18 \cdot 348 = 1.67 \text{ cm}^2$$



Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$I = b_0 \cdot \frac{ht^3}{3} + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{3} - [b_0 \cdot ht + (b - b_0) \cdot h_0] \cdot V^2$$

$$V = \frac{b_0 \cdot h^2 + (b - b_0) \cdot h_0^2}{2[b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0]} \Rightarrow V = \frac{12 \cdot (20)^2 + (65 - 12) \cdot (4)^2}{2[12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4]} = 6,25 \text{ cm}$$

$$V' = ht - V = 20 - 6,25 \Rightarrow V' = 13,75 \text{ cm}$$

$$I = 12 \cdot \frac{20^3}{3} + (65 - 12) \cdot \frac{4^3}{3} - [12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4] \cdot (6,25)^2 = 15475 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow A_{\min} = \frac{15475,55}{0,81 \times 20 \times 13,75} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{\text{scal}} = 1,67 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,36 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Choix : on adopte: 3T10 (soit 2,36 cm²)

En appui: Puisque le béton tendu négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$M_{\text{appui-inter}} = 7,6 \text{ kN.m}$$

$$\mu = M_t / b \cdot d^2 \cdot F_{bc} = 7,6 \cdot 10^3 / 12 \cdot (18^2) \cdot 14,17 = 0,138 < 0,392$$

$$\beta = 0,925$$

$$A_s = 7,6 \cdot 10^3 / 0,925 \cdot 18 \cdot 348 = 1,31 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{15475,55}{0,81 \times 20 \times 6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{\text{scal}} = 1,31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Choix : on adopte: 2T10 (soit 1.57 cm²), 1T10 fil + 1T10 chapeau.

Vérification des contraintes à l'E.L.S :

En travées : $M_{\text{ser}} = 7,40 \text{ kN.m}$

Position de l'axe neutre : Soit "y" la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0, A = 2,36 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 + 35,4y - 637,2 = 0 \Rightarrow y = 3,92 \text{ cm}$$

$$y = 3,92 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$$

Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le moment d'inertie:

$$I_G = b \cdot y^3 / 3 + \eta A' (y - c') + \eta A (d - y)^2$$

$$I_G = b \cdot y^3 / 3 + \eta A (d - y)^2$$

$$I_G = 65 \cdot (3.92)^3 / 3 + 15 \cdot 2,36 (18 - 3.92)^2 = 8323,04 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :**Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot y / I_G = 7,40 \cdot 10^3 \cdot 3.69 / 8323,04 = 3,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,49 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

En appui : $M_{ser} = 5,50 \text{ kN.m}$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b y^2}{2} + \eta A' (y - c') - \eta A (d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 + 23,55 y - 423,9 = 0 \Rightarrow y = 3,27 \text{ cm}$$

$$y = 3,27 \text{ cm} < 4 \text{ cm} ; \text{Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression.}$$

Le moment d'inertie:

$$I_G = b \cdot y^3 / 3 + \eta A' (y - c') + \eta A (d - y)^2$$

$$I_G = b \cdot y^3 / 3 + \eta A (d - y)^2$$

$$I_G = 65 \cdot (3.27)^3 / 3 + 15 \cdot 1,57 (18 - 3.27)^2 = 5867,30 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :**Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot y / I_G = 5,50 \cdot 10^3 \cdot 3.27 / 5867,30 = 3,07 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,07 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

La vérification de Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} n'est pas nécessaire puisque la fissuration est peu préjudiciable.

Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 13.42 \text{ kN}$

$$\tau_u = T_u / b_0 \cdot d = 13.42 \cdot 10^3 / 0,12 \cdot 0,18 = 0.62 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

Armatures transversales At (armatures de l'âme):

Diamètre:

$$\phi_t \leq \min(h/35 ; b_0/10 ; \phi_L) \text{ en "mm"}$$

$$\phi_t \leq \min(200/35 ; 120/10 ; 10) = 5,71 \approx 6\text{mm.}$$

on adopte : $\phi_t = 6\text{mm.}$

Escapement: $St \leq \min(0,9d; 40\text{cm})$

$$St \leq \min(16,2 ; 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 16,20\text{cm}$$

D'après le RPA 99 (version 2003) :

En zone nodale : $St \leq \min(10\Phi_1 ; 15\text{cm}) \Rightarrow St \leq \min(10 \times 1 ; 15\text{cm}) = 10\text{cm}$

$$\Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

En zone courante: $(St \leq 15\Phi_1) \Rightarrow (St \leq (15 \times 1,0)) \Rightarrow (St \leq 15\text{cm}) \Rightarrow (St = 15\text{cm})$

Section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0,3k \cdot f_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$k = 1$ (fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj} = \min(2,1; 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$\text{D'où : } \tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{\max} [X - (h/2)]}{X}$$

$$X = 2,08 \text{ m}$$

$$h/2 = 0,20/2 = 0,10\text{m}$$

$$X - (h/2) = 2,08 - 0,10 = 1,98\text{m}$$

$$\text{Donc: } T_u(h/2) = 13,42 \times 1,98 / 2,08 = 12,77\text{kN}$$

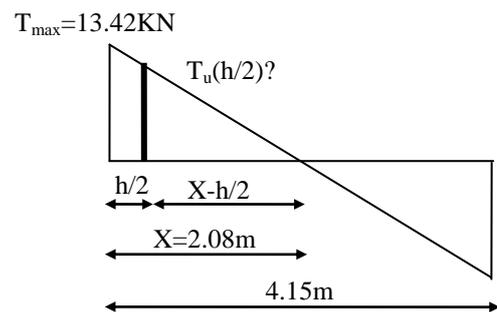
$$T_u(h/2) = 12,77 \text{ kN}$$

$$\text{D'où: } \tau_u(h/2) = (12,77 \cdot 10^{-3}) / (0,12 \cdot 0,18) = 0,591\text{MPa}$$

$$\tau_u(h/2) = 0,591 \text{ MPa}$$

$$(A_s / S_t)_{\text{cal}} = 0,111\text{cm}$$

$$\text{à partir de l'équation de vérification } \Rightarrow (A_s / S_t)_{\text{cal}} = \frac{(0,591 - 0,3 \cdot 1,2 \cdot 1) \cdot 12,1 \cdot 1,15}{0,9 \cdot 1,400} = 0,0015\text{cm}$$



Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u (h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$A_t \cdot f_e / b \cdot S_t \geq \max \left(\frac{0,591}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$$

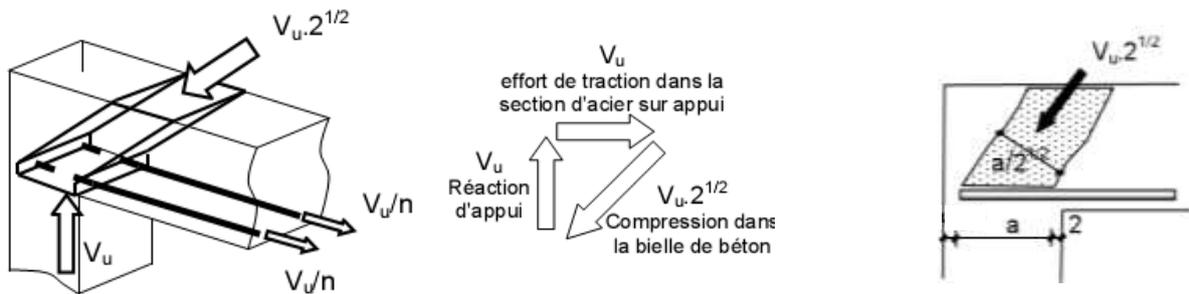
$$(A_s / S_t)_{\min} \geq 0,4 \cdot b_0 / f_e = 0,4 \cdot 12 / 400 = 0,012$$

On prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t} \right) \geq 0,020 \text{ cm}$

Pour $S_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow A_t \geq 0,02 \times 10 = 0,20 \text{ cm}^2$

On prend: $2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 10 \text{ cm}$

Justifications aux appuis (appui simple d'about) :



Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 13,42 \text{ kN}$$

$$M_{\text{appui}} = 7,6 \text{ kN.m}$$

$$F_u = M_{\text{appuis}} / Z = 7,6 / 0,9 \cdot 18 \cdot 10^{-2} = 46,91 \text{ kN} \geq T_u = 13,42 \text{ kN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

Compression de la bille d'about : La contrainte de compression dans la bielle est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$\text{D'où} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

avec : "a" la longueur d'appuis de la bielle

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T \gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2.13.42.1.5}{0.8.12.25.10} = 0.016\text{m} = 1.6\text{cm}$$

$$a = 0.9d = 0.9.18 = 16.2 \text{ cm} \geq 1.6 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Sections minimales d'armatures inférieures sur appui :

$$A_s \geq \gamma_s \cdot V_u / f_c = \frac{1.15}{400} \times 13,42.10 = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 \geq 0.38 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Ancrage des armatures tendues : La longueur de scellement droit "L_s" est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre Ø pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_{ser}. La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,84\text{MPa}.$$

La longueur de scellement droit L_s = Ø f_c / 4τ_s.

$$\text{Ø} : \text{Diamètre d'une barre égale } 12 \text{ mm} = 1,2\text{cm}$$

$$L_s = 1,2 \times 400 / 4 \times 2,84 = 42,25\text{cm}.$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre b = 30cm

Donc nous sommes obligés de prévoir des ancrages courbes de telle sorte que

$$r = 5,5 \text{ Ø} = 5,5 \times 1,2 = 6,6\text{cm}.$$

Vérification de la flèche : On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad \Rightarrow \quad \frac{20}{445} = 0.0449 \geq 0.0444 \quad \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15.M0_{ser}} \quad \Rightarrow \quad \frac{20}{445} = 0.044 > \frac{7.40}{1,5.5,50} = 0,897 \dots\dots\dots\text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b0.d} \leq \frac{3.6}{f_c} \quad \Rightarrow \quad \frac{1.67}{12.18} = 0.007 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Puisque la deuxième condition n'est pas satisfaites ; donc on passe au calcul de la flèche.

On va calculer: $F_i = \frac{M_i.L^2}{10E_i.If_i}$; $F_v = \frac{M_v.L^2}{10E_v.If_v}$

F_i: flèche due aux charges de faible durée d'application.

F_v: flèche due aux charges de longue durée d'application

Avec: $E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,2\text{MPa}$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818,86\text{MPa}$$

$$If_i = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} \quad ; \quad If_v = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g}$$

I₀ : Moment d'inertie de la section total rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G

If_i : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

If_v : Moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

Détermination du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \times (h_0 / 2 + h - h_0) + [(h - h_0) b_0 \cdot (h - h_0) / 2] + \eta \times A_s \times c}{(b \times h_0) + (h - h_0) b_0 + \eta \times A_s}$$

$$y_G = \frac{(65 \times 4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4) \times 12 \times (20 - 4) / 2] + 15 \times 2,36 \times 2}{(65 \times 4) + (20 - 4)12 + 15 \times 2,36}$$

$$y_G = 12,90 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I_g = \frac{b y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 (h_i - y_G)^3}{3} + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65 \times (12,90)^3}{3} - \frac{(65 - 12)(12,90 - 4)^3}{3} + \frac{12(20 - 12,90)^3}{3} + 15 \times 2,36 (18 - 12,90)^2$$

$$I_g = 3640189 \text{ cm}^4$$

Charges prises en comptes :

charge permanente avant mise du revêtement : J = 1,82 kN/m.

charge permanente après mise du revêtement : G = 3,28 kN/m.

charge totale à l'E.L.S : P = (G+Q): P = 4,25 kN/m

Calcul des moments correspondants :

$$M_j = 0,85 \cdot J \cdot L^2 / 8 = 0,85 \cdot 1,82 \cdot (4,45)^2 / 8 = 3,82 \text{ kN.m}$$

$$M_G = 0,85 \cdot G \cdot L^2 / 8 = 0,85 \cdot 3,28 \cdot (4,45)^2 / 8 = 6,91 \text{ kN.m}$$

$$M_p = 0,85 \cdot P \cdot L^2 / 8 = 0,85 \cdot 4,25 \cdot (4,45)^2 / 8 = 8,94 \text{ kN.m}$$

Calcul des contraintes: $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$; $Z = 16,2 \text{ cm}$

$$\sigma_{SJ} = M_j / A_s \cdot Z = 3,82 \cdot 10^3 / 2,36 \cdot 16,2 = 99,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SG} = M_G / A_s \cdot Z = 6,91 \cdot 10^3 / 2,36 \cdot 16,2 = 180,74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SP} = M_p / A_s \cdot Z = 8,94 \cdot 10^3 / 2,36 \cdot 16,2 = 233,84 \text{ MPa}$$

Calcul des coefficients: ρ , λ_i , λ_v

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) \cdot \rho} = 3,76$$

$$\lambda_v = (2/5) \cdot \lambda_i = (2/5) \cdot 3,74 = 1,505$$

Calcul des coefficients : (μ_i , μ_j)

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot \rho \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$\mu_j = 1 - [(1,75 \cdot 2,1) / (4 \cdot 0,011 \cdot 99,92) + 2,1] = 0,434$$

$$\mu_j = 1 - [(1,75 \cdot 2,1) / (4 \cdot 0,011 \cdot 180,74) + 2,1] = 0,634$$

$$\mu_j = 1 - [(1,75 \cdot 2,1) / (4 \cdot 0,011 \cdot 233,84) + 2,1] = 0,703$$

Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_{Fi} = 1,1 \cdot I_0 / (1 + \lambda \cdot \mu_i) ; I_0 = I_G = 36401,89 \text{ cm}^2$$

$$I_{Fj} = 1,1 \cdot 36401,89 / (1 + 3,76 \cdot 0,434) = 15214,48 \text{ cm}^4$$

$$I_{FG} = 1,1 \cdot 36401,89 / (1 + 3,76 \cdot 0,634) = 11833,33 \text{ cm}^4$$

$$I_{FP} = 1,1 \cdot 36401,89 / (1 + 3,76 \cdot 0,703) = 10990,67 \text{ cm}^4$$

$$I_{FV} = 1,1 \cdot 36401,89 / (1 + 1,505 \cdot 0,634) = 20490,58 \text{ cm}^4$$

Calcul des valeurs de la flèche correspondantes:

$$F_i = M_i L^2 / 10 E_i \cdot I_{Fi} \quad \text{avec } E_i = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$F_{tj} = 3,41(4,45)^2 \cdot 10^7 / (10 \cdot 32164,20 \cdot 15214,48) = 0,137 \text{ cm}$$

$$F_{ig} = 4,73(4,45)^2 \cdot 10^7 / (10 \cdot 32164,20 \cdot 11833,33) = 0,177 \text{ cm}$$

$$F_{ip} = 3,41(4,45)^2 \cdot 10^7 / (10 \cdot 32164,20 \cdot 10990,67) = 0,191 \text{ cm}$$

$$F_{vg} = 3,41(4,45)^2 \cdot 10^7 / (10 \cdot 10818,87 \cdot 20490,58) = 0,305 \text{ cm}$$

$$F_{total} = F_{vg} - F_{tj} + F_{ip} - F_{ig}$$

$$F_{total} = 0,305 - 0,137 + 0,191 - 0,177 = 0,18 \text{ cm} \Rightarrow F_{total} = 0,18 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = L/500 = 445/500 = 0,89 \text{ cm} \Rightarrow F_{adm} = 0,89 \text{ cm}$$

$$F_{total} = 0,18 \text{ cm} < F_{adm} = 0,89 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc, il n'y a pas de risque de la flèche.

3.3.2. Poutrelles plancher terrasse :

Les sollicitations maximales sont:

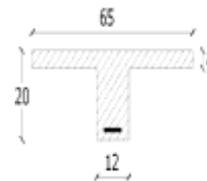
E.L.U :	$M_{travée} = 9,83 \text{ kN.m}$	E.L.S :	$M_{travée} = 6,72 \text{ kN.m}$
	$M_{appui} = 10,14 \text{ kN.m}$		$M_{appui} = 7,28 \text{ kN.m}$
	$T_{max} = 12,78 \text{ kN}$		

Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

En travée : Moment équilibré par la table " Mt "

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot F_{bc} \cdot (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14,17 \cdot (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 9,83 \text{ kN.m} < 58,95 \text{ kN.m}$$



Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire (bxht) = (65 x 20) cm²

$$\mu = M_t / b \cdot d^2 \cdot F_{bc} = 9,83 \cdot 10^3 / 65 \cdot (18^2) \cdot 14,17 = 0,0329 < 0,392$$

$$\beta = 0,984$$

$$A_s = 9,83 \cdot 10^3 / 0,984 \cdot 18 \cdot 348 = 1,59 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot h \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{s\text{cal}} = 1,59 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,36 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

Soit la section à prendre en compte $A_s = 1,59 \text{ cm}^2$

Donc on adopte: 3T10 (soit $2,36 \text{ cm}^2$).

En appui : La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0h) = 12 \times 20 \text{ cm}^2$ car le béton tendu négligé dans le calcul.

$$M_a = 10,14 \text{ kN.m}$$

$$\mu = M_t / b \cdot d^2 \cdot F_{bc} = 10,14 \cdot 10^3 / 12 \cdot (18^2) \cdot 14,17 = 0,184 < 0,392$$

$$\beta = 0,898$$

$$A_s = 10,14 \cdot 10^3 / 0,898 \cdot 18 \cdot 348 = 1,80 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot h \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{s\text{cal}} = 1,80 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$condition vérifiée

Donc on adopte: 3T10 (soit $2,36 \text{ cm}^2$) 2T10 fil + 1T10 chapeau

Vérification des contraintes à l'E.L.S :

En travée : $M_{\text{ser}} = 6,72 \text{ kN.m}$

Position de l'axe neutre : Soit "y" la distance entre le centre de gravité de la section homogène "S" et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0, A = 2,36 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 + 31,05y - 558,90 = 0 \Rightarrow y = 3,69 \text{ cm}$$

$$y = 3,69 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$$

Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le moment d'inertie:

$$I_G = b \cdot y^3 / 3 + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2$$

$$I_G = b \cdot y^3 / 3 + \eta A(d - y)^2$$

$$I_G = 65 \cdot (3,69)^3 / 3 + 15 \cdot 1,57(18 - 3,69)^2 = 5911,08 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = M_{\text{ser}} \cdot y / I_G = 6,72 \cdot 10^3 \cdot 3,66 / 6651 = 3,69 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc}=3.69\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

La vérification de Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} . n'est pas nécessaire puisque la fissuration et peu préjudiciable.

Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal $T_{\max}=12.78\text{kN}$

$$\tau_u = T_u / b_0.d = 12.78.10^{-3} / 0,12.0,18 = 0.59\text{MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\tau_u = \min (0.2f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.59\text{MPa} < \tau_u = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

Armatures transversales At (armatures de l'âme):

Diamètre:

$$\phi_t \leq \min(h / 35 ; b_0 / 10 ; \phi_L) \text{ en "mm"}$$

$$\phi_t \leq \min(200 / 35 ; 120 / 10 ; 10) = 5,71 \approx 6\text{mm}.$$

on adopte : $\phi_t = 6\text{mm}$.

Espacement : $St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm})$

$$St \leq \min (16,2 ; 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 16,20\text{cm}$$

D'après le RPA 99 (version 2003) :

En zone nodale : $St \leq \min (10 \phi_t ; 15\text{cm}) \Rightarrow St \leq \min (10 \times 6 ; 15\text{cm}) = 10\text{cm} \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$

En zone courante: $(St \leq 15 \phi_t) \Rightarrow St \leq (15 \times 6) \Rightarrow (St \leq 15 \text{ cm}) \Rightarrow (St = 15 \text{ cm})$

Section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b_0.st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u (h/2) - 0,3k.f_{ij}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K = 1$ (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij} = \min (2,1 ; 3,3\text{Mpa}) = 2,1\text{Mpa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 400\text{MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$\text{D'où : } \tau_u (h/2) = \frac{T_u (h/2)}{b_0.d}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u (h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u (h/2) = \frac{T_{\max} [X - (h/2)]}{X}$$

$$X=2.02 \text{ m}$$

$$h/2= 0,20/2 = 0,10\text{m}$$

$$X-(h/2)=2.02-0,10 = 1,92\text{m}$$

Donc: $T_u(h/2) = 12,78 \times 1,92 / 2.02 = 12,14 \text{ kN}$

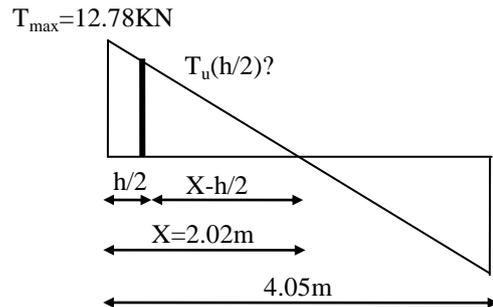
$$T_u(h/2) = 12,14 \text{ kN}$$

D'où: $\tau_u(h/2) = (12,14 \cdot 10^{-3}) / (0,12 \cdot 0,18) = 0,562 \text{ MPa}$

$$\tau_u(h/2) = 0,562 \text{ MPa}$$

$$(A_s / S_t)_{\text{cal}} = 0,111 \text{ cm}$$

$$(A_s / S_t)_{\text{cal}} = \frac{(0,562 - 0,3 \cdot 1,2,1) \cdot 12,1,15}{0,9 \cdot 1,400} = 0,0026 \text{ cm}$$



Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u(h/2)}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$A_t \cdot f_e / b \cdot S_t \geq \max \left(\frac{0,562}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$$

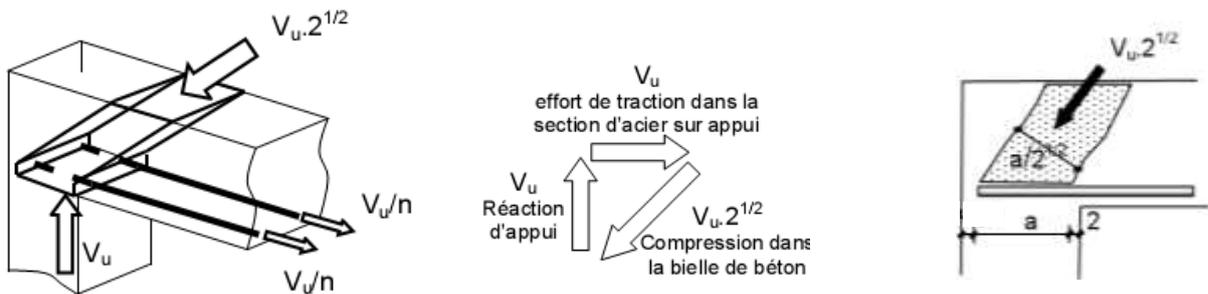
$$(A_s / S_t)_{\text{min}} \geq 0,4 \cdot b_0 / f_e = 0,4 \cdot 12 / 400 = 0,012$$

On prend la valeur maximale $\Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 0,020 \text{ cm}$

Pour $S_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow A_t \geq 0,02 \times 10 = 0,20 \text{ cm}^2$

On prend: $2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 10 \text{ cm}$

Justifications aux appuis (appui simple d'about) :



Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 12,78 \text{ kN} \text{ et } M_{\text{appui}} = 10,14 \text{ kN.m}$$

$$F_u = M_{\text{appui}} / Z = 10,14 / 0,9 \cdot 18 \cdot 10^{-2} = 62,59 \text{ kN} \geq T_u = 12,78 \text{ kN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

Compression de la bille d'about : La contrainte de compression dans la bielle est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

avec "a" la longueur d'appuis de la biellette

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

Mais pour tenir compte du faite que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° donc on doit vérifiée que

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2 \cdot 12,78 \cdot 1,5}{0,8 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 10} = 0,016m = 1,6 \text{ cm}$$

$$a = 0,9d = 0,9 \cdot 18 = 16,2 \text{ cm} \geq 1,6 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Sections minimales d'armatures inférieures sur appui :

$$A_s \geq \gamma_s \cdot V_u / f_e = \frac{1,15}{400} \times 12,78 \cdot 10 = 0,38 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \geq 0,38 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Ancrage des armatures tendues : La longueur de scellement droit "L_s" est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre Ø pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_{ser}. La contrainte d'adhérence τ_s est suppos e constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit L_s = Ø f_e / 4τ_s.

$$\text{Ø} : \text{Diamètre d'une barre égale } 12 \text{ mm} = 1,0 \text{ cm}$$

$$L_s = 1,2 \times 400 / 4 \times 2,84 = 42,25 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre b = 30cm

Donc nous sommes obligés de prévoir des ancrages courbes de telle sorte que

$$r = 5,5 \text{ Ø} = 5,5 \times 1,0 = 5,5 \text{ cm.}$$

Vérification de la flèche : On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{445} = 0,0449 \geq 0,0444 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \cdot M_{0ser}} \Rightarrow \frac{20}{445} = 0,044 > \frac{6,72}{1,5 \cdot 7,28} = 0,615 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{1,59}{12 \cdot 18} = 0,007 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Puisque la deuxième condition n'est pas satisfaites ; donc on passe au calcul de la flèche.

On va calculer:

$$F_i = \frac{M_i.L^2}{10E_i.I_{f_i}} ; F_v = \frac{M_v.L^2}{10E_v.I_{f_v}}$$

F_i : flèche due aux charges de faible durée d'application.

F_v : flèche due aux charges de longue durée d'application

Avec: $E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$I_{f_i} = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} ; I_{f_v} = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section total rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G

I_{f_i} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

I_{f_v} : Moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

Détermination du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \times (h_0 / 2 + h - h_0) + [(h - h_0) b_0 (h - h_0) / 2] + \eta \times A_s \times c}{(b \times h_0) + (h - h_0) b_0 + \eta \times A_s}$$

$$y_G = \frac{(65 \times 4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4) \times 12 \times (20 - 4) / 2] + 15 \times 2,36 \times 2}{(65 \times 4) + (20 - 4)12 + 15 \times 2,36} = 12,90 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I_g = \frac{b y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 (h - y_G)^3}{3} + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65 \times (12,90)^3}{3} - \frac{(65 - 12)(12,90 - 4)^3}{3} + \frac{12(20 - 12,90)^3}{3} + 15 \times 2,36(18 - 12,90)^2 = 36401,89 \text{ cm}^4$$

Charges prises en comptes :

charge permanente avant mise du revêtement : $J = 1,82 \text{ kN/m}$.

charge permanente après mise du revêtement : $G = 3,54 \text{ kN/m}$.

charge totale à l'E.L.S : $P = (G+Q)$: $P = 4,19 \text{ kN/m}$

Calcul des moments correspondants :

$$M_j = 0,85 \cdot J \cdot L^2 / 8 = 0,85 \cdot 1,82 \cdot (4,50)^2 / 8 = 3,92 \text{ kN.m}$$

$$M_G = 0,85 \cdot G \cdot L^2 / 8 = 0,85 \cdot 3,54 \cdot (4,50)^2 / 8 = 7,61 \text{ kN.m}$$

$$M_p = 0,85 \cdot P \cdot L^2 / 8 = 0,85 \cdot 4,19 \cdot (4,50)^2 / 8 = 9,01 \text{ kN.m}$$

Calcul des contraintes: $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$; $Z = 16,2 \text{ cm}$

$$\sigma_{SJ} = M_J / A_s \cdot Z = 3,92 \cdot 10^3 / 2,36 \cdot 16,2 = 102,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SG} = M_G / A_s \cdot Z = 7,61 \cdot 10^3 / 2,36 \cdot 16,2 = 199,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SP} = M_P / A_s \cdot Z = 9.01.10^3 / 2,36.16,2 = 235.67 \text{ MPa}$$

Calcul des coefficients: $f; \lambda_i; \lambda_v$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) \cdot \rho} = 3,76$$

$$\lambda_v = (2/5) \cdot \lambda_i = (2/5) \cdot 3,74 = 1,505$$

Calcul des coefficients (μ_i) :

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot \rho \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$\mu_j = 1 - [(1,75 \cdot 2,1) / (4 \cdot 0,011 \cdot 102,42) + 2,1] = 0,441$$

$$\mu_j = 1 - [(1,75 \cdot 2,1) / (4 \cdot 0,011 \cdot 199,04) + 2,1] = 0,661$$

$$\mu_j = 1 - [(1,75 \cdot 2,1) / (4 \cdot 0,011 \cdot 235,67) + 2,1] = 0,705$$

Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_{Fi} = 1,1 \cdot I_0 / (1 + \lambda \cdot \mu_i) ; I_0 = I_G = 36401,89 \text{ cm}^2$$

$$I_{Fj} = 1,1 \cdot 36401,89 / (1 + 3,76 \cdot 0,441) = 15052,61 \text{ cm}^4$$

$$I_{FG} = 1,1 \cdot 36401,89 / (1 + 3,76 \cdot 0,661) = 11488,65 \text{ cm}^4$$

$$I_{FP} = 1,1 \cdot 36401,89 / (1 + 3,76 \cdot 0,705) = 10968,03 \text{ cm}^4$$

$$I_{FV} = 1,1 \cdot 36401,89 / (1 + 1,505 \cdot 0,661) = 20073,18 \text{ cm}^4$$

Calcul des valeurs de la flèche correspondantes:

$$F_i = M_i L^2 / 10 E_i \cdot I_{Fi} \quad \text{avec } E_i = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$F_{ij} = 3,41(4,45)^2 \cdot 10^7 / (10 \cdot 32164,20 \cdot 15052,61) = 0,139 \text{ cm}$$

$$F_{ig} = 4,73(4,45)^2 \cdot 10^7 / (10 \cdot 32164,20 \cdot 11488,65) = 0,253 \text{ cm}$$

$$F_{ip} = 3,41(4,45)^2 \cdot 10^7 / (10 \cdot 32164,20 \cdot 10968,03) = 0,191 \text{ cm}$$

$$F_{vg} = 3,41(4,45)^2 \cdot 10^7 / (10 \cdot 10818,87 \cdot 20073,18) = 0,311 \text{ cm}$$

$$F_{total} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}$$

$$F_{total} = 0,311 - 0,139 + 0,191 - 0,253 = 0,11 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = L/500 = 445/500 = 0,89 \text{ cm}$$

$$F_{total} = 0,11 \text{ cm} < F_{adm} = 0,89 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc, il n'y a pas de risque de la flèche

3.3.3. Ferrailage de la dalle de compression: La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est légèrement armée par un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20cm (soit 5 barres par mètre) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.

33cm (soit 3 barres par mètre) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

Section minimale des armatures

Perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq 200/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } l \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4l/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm}$$

Avec "l" l'écartement entre axe des nervures

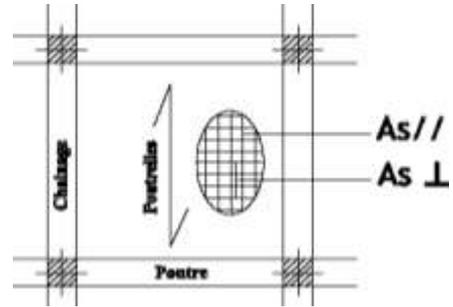


Figure II.2 Ferrailage

De la dalle de compression

Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} \geq A_{\perp}/2$$

$$L = 0,65 \text{ m}$$

$$Fe = 215\text{Mpa}$$

$$50\text{cm} \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 215 = 1,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend $A_{\perp} = 6 \phi 6 = 1,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_{//} \geq 1,70/2 = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend un quadrillage en $\phi 6$ avec des mailles de $15 \times 15 \text{ cm}$ de telle sorte que la disposition de la grande dimension soit parallèle à l'axe des poutrelles

Tableau II.3 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutrelles

Plancher Terrasse	
Plancher étage courant	

Chapitre III

Chapitre III. Calcul des éléments non structuraux

1. Acrotère :

1.1. Introduction: L'acrotère est couronnement placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute .Il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante qui crée un moment de renversement.

1.2. Calcul et vérification de la section en béton armé:

1.2.1. Caractéristiques de la section étudiée:

Géométriquement: Etant donnée les caractéristiques géométrique de l'élément d'acrotère concerné par la présente étude ; qui sont présentées sur la figure III.1.

Le calcul se fera sur une bande de 1m linéaire d'acrotère selon le schéma statique de la figure III.2, cet élément est exposé aux intempéries ce qui peut entraîner des fissures ainsi que des déformations importantes (fissuration préjudiciable)

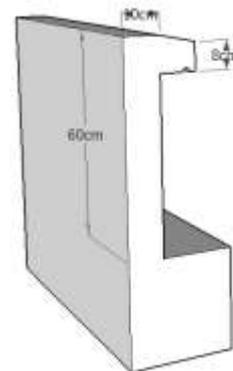


Figure III.1. Coupe type d'acrotère

Poids propre :

$$S = (0,6 \cdot 0,1) + (0,08 \cdot 0,1) + \frac{0,02 \cdot 0,1}{2} = 0,069 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,069 \cdot 25 = 1,725 \text{ kN/ml}$$

$$G = 1,725 \text{ kN/ml}$$

Surcharge : Une surcharge due à l'application d'une main courante

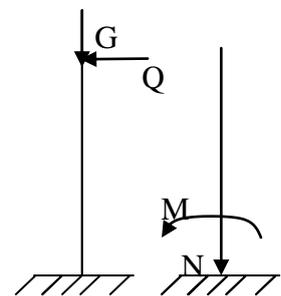
$$Q = 1,00 \text{ kN/m}$$

$$N_u = 1,35 \cdot G = 1,35 \times 1,725 = 2,33 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = 1,5 \cdot Q \cdot h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ kN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

Figure III.2. Schéma statique d'un acrotère



Enrobage: Vu que la fissuration est préjudiciable, nous prendrons $C = C' = 2 \text{ cm}$

$$\text{L'excentricité: } e = M_u / N_u = \frac{0,9}{2,33} = 0,39 \text{ m}$$

$$ep/2 = 0,10/2 = 0,05 \text{ m} < 0,39 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

1.2.2. Vérification si la section est partiellement ou entièrement comprimée :

$$M_u = N_u (e + h/2 - c)$$

$$M_u = 2.33 (0.39 + 0.1/2 - 0.02) = 0.98 \text{ kN.m}$$

$$(d - c')N_u - M_u = (0.09 - 0.02) 2,33 - 0,98 = -0,82 \text{ kN.m}$$

$$(0.337h - 0.81c') f_{bc}.b.h = (0,337.0,1 - 0,81.0,02)14,17.10^3.0,1.1 = 24.79 \text{ kN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $b \times h = (100 \times 10) \text{ cm}^2$

1.2.3. Calcul du ferrailage à l'E. L. U :

$$M_u = 0,98 \text{ kN.m}$$

$$\mu = M_u / bd^2 f_{bc} = 0,98 \times 10^3 / 100 \times 9^2 \times 14,17 = 0,008 < 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,996$$

soit : A_{fs} : section d'armatures en flexion simple.

A_{fc} : section d'armatures en flexion composée.

$$\text{On calcul: } A_{fs} = M_u / \sigma_s \beta d = 0,98.10^3 / 348.0,996.9 = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - N_u / 100\sigma_s = 0.31 - 2.33/100.348 = 0.2 \text{ cm}^2$$

1.2.4. Section minimale des armatures en flexion

$$A_{s \text{ min}} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d} \times 0,23 = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$e = M_{ser} / N_{ser} = 0.6 / 1.725 = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h = 9 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$A_s = \max(A_{su}; A_{sl}; A_{min}) = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 5Ø6 p.m.; $A_s = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; $St = 25 \text{ cm}$, dont la conception du ferrailage est représentée sur la figure III.3.

Armatures de répartition: $A_t = A_s / 4 = 1,41 / 4 = 0,35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

On adopte : $A_s = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit 4Ø6p.m

1.3.5. Vérification des contraintes (E. L. S): $M_{ser} = N_{ser}(e - c + h/2)$

$$M_{ser} = 1,725(0,35 - 0,02 + 0,1/2) = 0,65 \text{ kN.m}$$

Position de l'axe neutre: $\frac{b}{2} y_1^2 - \eta A_s (d - y_1) = 0$

$$50 y_1^2 + 16,95 y_1 - 152,55 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,59 \text{ cm}$$

Moment d'inertie: $I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(1,59)^3}{3} + 15 \times 1,13(9 - 1,59)^2 = 1064,68 \text{ cm}^4$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{650}{1064,68} \times 1,59 = 0,97 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

Pour une Fissuration préjudiciable, on a:

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6\text{mm}$; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{650}{1064,68} (9 - 1,59) = 67,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 67,86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Contrainte de cisaillement : $T = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration préjudiciable on a:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition..vérifiée}$$

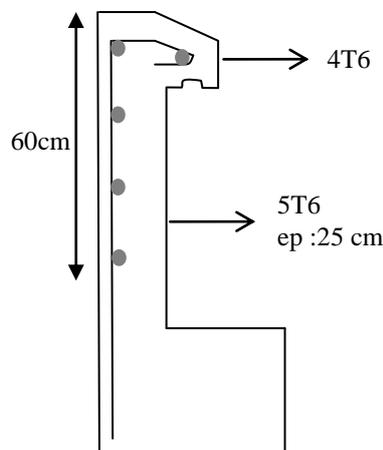


Figure III.3. Ferrailage d'une section transversale de l'acrotère

2. Balcon :

2.1. Introduction: Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur et l'épaisseur des dalles pleines doit respecter les conditions suivantes:

- Résistance à la flexion : $h_0 \geq \frac{Lx}{20} = \frac{135}{20} = 6.75 \text{ cm}$
- Isolation acoustique $h_0 \geq 12 \text{ cm}$
- Sécurité en matière d'incendie $h_0 = 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coup feu,
Donc on adopte $h_0 = 12 \text{ cm}$

2.2. Descente des charges :

Revêtement en carrelage (2cm)	→ 0,40 kN/m ²
Mortier de pose (2cm)	→ 0,40 kN/m ²
Sable fin pour mortier (2cm)	→ 0,34 kN/m ²
Dalle pleine (12cm)	→ 3,00 kN/m ²
Enduit en ciment (2cm)	→ 0,36 kN/m ²
	G = 4,50 kN/m²
Surcharge de balcon (L=1,35)	→ Q = 3,50 kN/m ²

2.3. Calcul du balcon :

Charge total: $Q_u = 1,35G + 1,5Q = 11,32 \text{ kN/m}^2$

Pour une bande de 1m on aura : $Q_u = 11,32 \times 1 \text{ m} = 11,32 \text{ kN/ml}$

$$Q_{ser} = 8 \text{ kN/ml}$$

Charge concentrée due au mur extérieur:

Poids propre du mur en brique creuse :

$$P = \gamma \times b \times h \times 1 \text{ m} = 9 \times 0,10 \times 1,10 \times 1 \text{ m} = 0,99 \text{ kN}$$

$$P_U = 1,35 \times P = 1,337 \text{ kN}$$

$$P_{ser} = 0,99 \text{ kN}$$

Poids propre de l'enduit en ciment :

$$P_{end \text{ ex}} = 18,02 \times 1,1 \text{ m} = 0,396 \text{ kN}$$

$$P_{end \text{ int}} = 18,015 \times 1,1 \text{ m} = 0,297 \text{ kN}$$

$$P_{end \text{ totale}} = 0,297 + 0,396 = 0,693 \text{ kN}$$

$$P_{end \text{ U}} = 1,35 \times 0,693 = 0,935 \text{ kN}$$

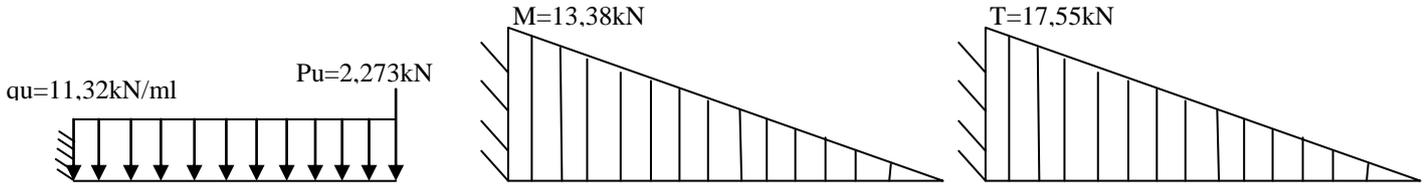
$$P_{ser} = 0,693 \text{ kN}$$

$$P_U = P_{mur} + P_{enduit} = 1,337 + 0,935 = 2,273 \text{ kN}$$

Calcul du moment maximal et de l'effort tranchant :

Résultats obtenus :

Etat limite ultime E.L.U :



Selon les diagrammes des moments de flexion et des efforts tranchants, nous avons retenus les efforts suivantes : $T_{max} = ql + P_u = 17,55 \text{ kN}$

$$M_{max} = ql^2/2 + P_u.l = 13,38 \text{ kN.m}$$

Calcul du Ferrailage: La section concernée par le calcul (100x12) ; d'où : $d = 0,9 h$, on prend $d = 10,8 \text{ cm}$

à L'E.L.U: $M = 10,71 \text{ kN.m}$

$$\mu = M_u / bd^2 f_{bc} = 13,38 \times 10^3 / 100 \times (10,8)^2 \times 14,17 = 0,080 < 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,958$$

$$A_s = M_u / \sigma_s \beta d = 13,38 \cdot 10^3 / 348 \times 0,958 \times 10,8 = 3,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérifications :

Condition de non fragilité : $A_{min} = 0,23bd f_{t28} / f_e = 1,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A = 3,71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,3 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on adopte : 5T10/ml soit $3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Espacement $S_t = 100/5 = 25 \text{ cm}$

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Armature de répartition : $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adopte : 5T8/ml soit $2,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Pour des raisons constrictives on adopte comme armature de répartition 5T8/ml

Contrainte de cisaillement: $\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = 17,55 \cdot 10^3 / 100 \cdot 10,8 \cdot 10^2 = 0,163 \text{ MPa}$

Pour une fissuration préjudiciable, on a : $\tau_u = \min(0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0,163 \text{ MPa} < \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

La vérification des contraintes à l'E.L.S:

Détermination de la position de l'axe neutre:

$$by^2/2 - 15A_s(d - y) = 0 ; A_s = 3,93\text{cm}^2$$

$$50y^2 + 58,95y - 636,66 = 0 \Rightarrow y = 3,02 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \Pi A_s(d - y_1)^2 = (100(3,02)^3/3) + 15 \cdot 3,93(10,8 - 3,02)^2$$

$$I = 4486,27\text{cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = 9,56 \cdot 10^3 \cdot 3,02 / 4486,27 = 6,44\text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 6,44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

Pour une fissuration préjudiciable, on a: $\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6\text{mm}$; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202\text{MPa}.$$

$$\sigma_{st} = \Pi \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \cdot 9,56 \cdot 10^3 (10,8 - 3,02) / 4486,27 = 248,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 248,68 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 202 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

Donc on doit augmenter la section d'armature tendue pour diminuer la contrainte de traction dans l'acier tendu, pour cela on adopte 5T12 ($S = 5,65\text{cm}^2$)

Après calcul on aura : $y = 3.51 \text{ cm}$

$$I = 5945,41 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{st} = 175,83 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 202 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Armatures de répartitions : $A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41\text{cm}^2$

On adopte 5Ø8/ml ($A_s = 1,51\text{cm}^2$) en conséquence le schéma de ferrailage retenu est représentée sur la figure III.4.

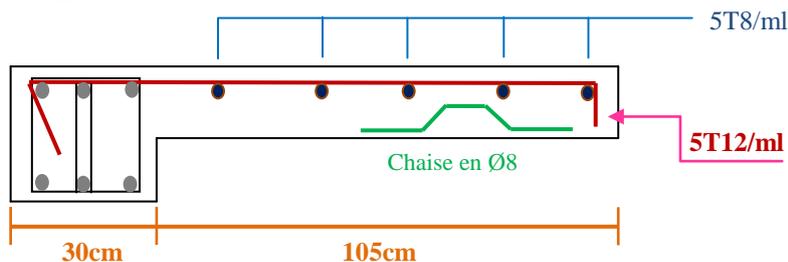


Figure III.4. Coupe type d'une section transversale du ferrailage d'un balcon

Vérification de la flèche : Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à:

$$F = F_1 + F_2$$

$$\text{avec: } F_1 = \frac{QL^4}{8EI} \dots\dots\dots \text{ flèche due à la charge répartie.}$$

$$F_2 = \frac{PL^3}{3EI} \dots\dots\dots \text{ flèche due à la charge concentrée.}$$

Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum Ai \cdot Yi}{\sum Ai} = (b \cdot h / 2 + \eta \cdot A_s \cdot d) / b \cdot h + \eta \cdot A_s$$

$$Y_G = (100 \cdot 12 \cdot 6 + 15 \cdot 5,65 \cdot 10,8) / 100 \cdot 12 + 15 \cdot 5,65 = 6,32 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 6,32 \text{ cm} \Rightarrow Y_2 = h - Y_1 = 5,68 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie:

$$I = by_1^3 / 3 + bY_2^3 / 3 + \eta A(d - Y_1)^2$$

$$I = 100 (6,32)^3 / 3 + 100 \cdot (5,68)^3 / 3 + 15 \cdot 5,65 \cdot (10,8 - 6,32)^2 = 16344,24 \text{ cm}^4$$

$$F = L^3 / EI \quad QL/8 + P/3$$

$$F = (1,35)^3 \cdot 10^2 / 32164,2 \cdot 16344,24 (8 \cdot 10^3 \cdot 135/8 + 1,68/3) = 0,063 \text{ cm}$$

$$F_{ad} = L/250 = 135 / 250 = 0,54 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,063 \text{ cm} < F_{adm} = 0,54 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

3. Poutre noyée :

3.1. Dimensions de la poutre :

D'après RPA/V2003 On prend : h = 20cm et b = 30cm

$$\text{La descente des charges : } G = 5,04 \text{ kN /m}^2$$

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

$$q = 1,35 G + 1,5Q = 9,05 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Le moment isostatique : } M_0 = ql^2 / 8 = 16,77 \text{ kN.m}$$

$$\text{Le moment en travée : } M_t = 0,85M_0 = 14,25 \text{ kN.m}$$

$$\text{Le moment en appui : } M_a = 0,2M_0 = 3,35 \text{ kN.m}$$

3.2. Ferrailage de la poutre :

En travée : $\mu = M_u / bd^2f_{bc} = 14,25 \times 10^3 / 30 \times 27^2 \times 14,17 = 0,045 < 0,392 \Rightarrow A' = 0$

$$\beta = 0,978$$

$$A_s = M_u / \sigma_s \beta d = 14,25 \cdot 10^3 / 348 \cdot 0,978 \cdot 27 = 1,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité : $A_{min} = 0,23bd \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 30 \cdot 18 \cdot 2,1 / 400 = 0,65 \text{ cm}^2$

$$A_{min} / 2 = 0,325 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \max (A_s ; A_{min}) ; \text{ soit : } A_{st} = 1,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 2T12 soit $A_s = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En appui: $\mu = M_u / bd^2 f_{bc} = 3,35 \times 10^3 / 30 \times 27^2 \times 14,17 = 0,010 < 0,392 \Rightarrow A' = 0$

$$\beta = 0,995$$

$$A_s = M_u / \sigma_s \beta d = 3,35 \cdot 10^3 / 348 \times 0,995 \times 27 = 0,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité : $A_{\min} = 0,23bd \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 30 \cdot 18 \cdot 2,1 / 400 = 0,65 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} / 2 = 0,325 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \max(A_s ; A_{\min}) ; \text{ soit } A_{st} = 0,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 2T12 soit $A_s = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$

3.3. Vérification:

Vérification de la contrainte de compression du béton :

Etant donnée que : $q_{ser} = 5,04 + 1,5 = 6,54 \text{ kN/ml}$

$$M_{0_{ser}} = q_{ser} l^2 / 8 = 12,12 \text{ kN.m}$$

En travée : en se basant sur la méthode forfaitaire, le moment en travée retenu sera :

$$M_{t_{ser}} = 0,85 \cdot 12,12 = 10,3 \text{ kN.m}$$

Position de l'axe neutre : $A_s = 2,26 \text{ cm}^2 ; d = 27 \text{ cm}$

$$by^2/2 - 15A_s(d - y) = 0$$

$$13,5y^2 + 33,9y - 915,3 = 0 \rightarrow y = 7,07 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 11 A_s (d - y_1)^2 = (30(7,07)^3/3) + 15 \times 2,26(27 - 7,07)^2$$

$$I = 16999,18 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = 10,3 \cdot 10^3 \cdot 7,07 / 16999,18 = 4,28 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 4,28 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

En appui : par la même théorie citée avant, le moment en appui retenu sera :

$$M_a = 0,2 \times 12,12 = 2,42 \text{ kN.m}$$

$$y = 7,07 \text{ cm}$$

$$I = 16999,18 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = 2,42 \times 10^3 \cdot 7,07 / 16999,18 = 1,006 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 1,006 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Contrainte de cisaillement: $T_u = q_u l / 2 = 9,05 \cdot 3,85 / 2 = 17,42 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = 17,42 \cdot 10^3 / 30 \cdot 27 \cdot 10^2 = 0,215 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min(0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,215 \text{ MPa} < \tau_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

3.4. Armature transversales :

Diamètre des armatures : $\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) ; \phi_l = \min (7,14; 30 ; 12)$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Espacement St : $S_t \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) = \min (24,3 ; 40\text{cm})$

$S_t \leq 24,3 \text{ cm}$, étant donnée les exigences du règlement RPA/V2003, nous adoptons comme espacement des armatures transversale 10 cm en zone nodale et 15 cm en zone courante.

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u (h/2)}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$A_t \cdot f_e / b \cdot S_t \geq \max (0,013; 0.4 \text{ MPa}) = 0.4 \text{ MPa}$$

$$(A_s / S_t)_{\min} \geq 0,4 \cdot b_0 / f_e = 0,4 \cdot 30 / 400 = 0.03 \text{ MPa}$$

Section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u (h/2) - 0,3k \cdot f_{ij}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$A_s / S_t \geq (0,027 - 0,63)(30 \cdot 1,15) / 0,9 \cdot 1.400 = - 0,05 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_s \geq 0,03 \text{ St}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

Donc $A_t \geq 0,45 \text{ cm}^2$

Ancrage des armatures tendues : $\tau_s = 0,6 \cdot Q^2 \cdot f_{ij} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$

La longueur de scellement droit : $L_s = \phi_l F_e / 4 \cdot \tau_s = 1,2 \cdot 400 / 4 \cdot 2,835 = 42,33 \text{ cm}$

On prévôt un courbe égale à : $r = 5 \text{ cm} ; \phi = 2,1 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left[c + \frac{\phi}{2} + r \right] = 27 - \left[3 + \frac{2,1}{2} + 5 \right] = 18 \text{ cm}$$

$$L_1 = L_s - 2,19r - L_2 / 1,87 = 42,33 - 2,19(5) - 18 / 1,87 = 7,1 \text{ cm}$$

Si les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de vérifiée la flèche

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{385} = 0.0649 \geq 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10.M_0_{ser}} \Rightarrow \frac{25}{385} = 0.0649 > \frac{10,3}{10.12,12} = 0,0849 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,26}{30.27} = 0.002 \leq \frac{4,2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

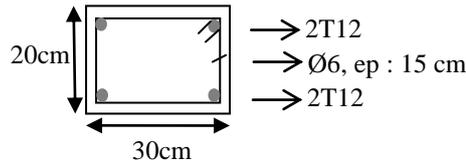


Figure III.5. Coupe type d'une section transversale du ferrailage de poutre noyée

4. Escaliers:

4.1. Présentation du type d'escaliers : Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie. Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre.

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

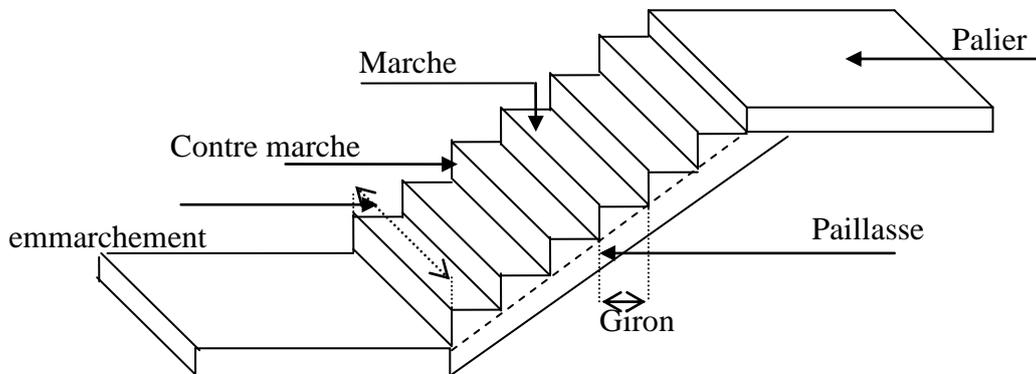


Figure III.6. Schéma type d'un Escalier

4.2. Dimensions de l'escalier: Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de Blondel :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

avec : h : hauteur de la marche (contre marche),

g : largeur de la marche,

On prend $2h+g=64\text{cm}$

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage ($H=n.h=he/2$)

n : nombre de contre marches

L : projection horizontale de la longueur total de la volée : $L = (n - 1)g$

4.3. Etude d'un escalier à trois volées:

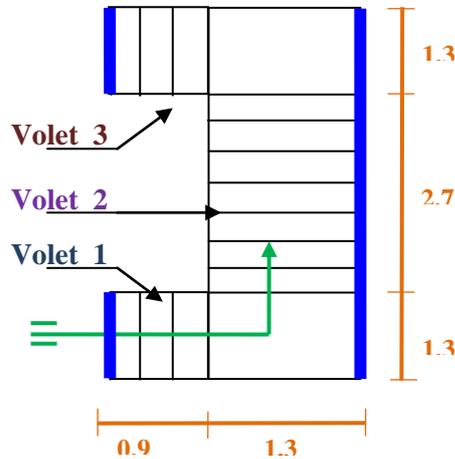


Figure III.7. Schéma statique d'escalier

Dimensionnement des marches et contre marches :

Volée 01 et 03: On prend : h = 17 cm ; g = 30 cm ; L = 90 cm

$$L = (n-1)g \rightarrow n-1 = L / g = 90 / 30 = 3 \text{ marches}$$

n = 4 contre marches

$$\tan(\alpha) = h / g = 17/30 \rightarrow \alpha = 29,538^\circ$$

$$\cos(\alpha) = 0,87$$

Epaisseur de la paillasse (ev): $\frac{1}{30} \leq ep \leq \frac{1}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30\cos\alpha} \leq ep \leq \frac{L}{20\cos\alpha}$

$$\frac{220}{30 \times 0,87} \leq ep \leq \frac{220}{20 \times 0,87}, \text{ on prend: } ep = 10 \text{ cm}$$

Epaisseur de palier (ep): On prend : ev=10cm.

$$ep = ev / \cos\alpha = \frac{10}{0,85} = 11,76 \text{ cm} \quad \text{On prend : } ev = 12\text{cm}$$

Volée 2 : On prend : h = 17 cm ; g = 30 cm ; L = 270 cm

$$L = (n-1)g \rightarrow n-1 = L / g = 270/30 = 9 \text{ marches}$$

$$n = 10 \text{ contre marches}$$

$$\tan(\alpha) = h / g = 17/30 \rightarrow \alpha = 29,538^\circ$$

$$\cos(\alpha) = 0,87$$

$$\text{On prend : } ep = 12\text{cm}$$

$$ev = 5\text{cm}$$

4.4. Evaluation des charges et des surcharges :

Volée (1) et (3) :

Paillasse :

	Désignation	Ep (m)	densité KN/m ³	poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	17,00	0,34
4	Revêtement en carrelage vertical $ch \times h/g = 0,4 \times 17/30$	/	/	0,23
5	Mortier de ciment vertical $M_h \times h/g$	/	/	0,23
6	Poids propre de la paillasse $ev \cdot \gamma_{BA} \cdot \cos(\alpha) = 0,125 \cdot 0,87$	0,10	25,00	2,87
7	Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	/	22,00	1,87
9	Enduit en ciment (1cm) = 0,18/0,87	/	/	0,21

$$\text{Charge permanente : } G = 6,55 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Surcharge : } Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{ul} = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1\text{m} = 12,59 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{ser1} = (G + Q) \cdot 1\text{m} = 9,05 \text{ kN/ml}$$

Palier :

	Désignation	ep (m)	Densité (kN/m ³)	Poids kN/m ²
1	Poids propre du palier $ep \times 25$	0,12	25,00	3,00
2	Carrelage	0,02	20,00	0,40
3	Mortier de ciment	0,02	0,20	0,40
4	Lit de sable	0,02	17,00	0,34
5	Enduit en ciment (1cm)	0,01	18,00	0,18

$$\text{Charge permanente : } G = 4,32 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : } Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{U2} = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) \cdot 1m = 9,58 \text{ kN/ml}$$

$$q_{ser2} = (G + Q) \cdot 1m = 6,82 \text{ kN/ml}$$

Schéma statique : V1 et V3

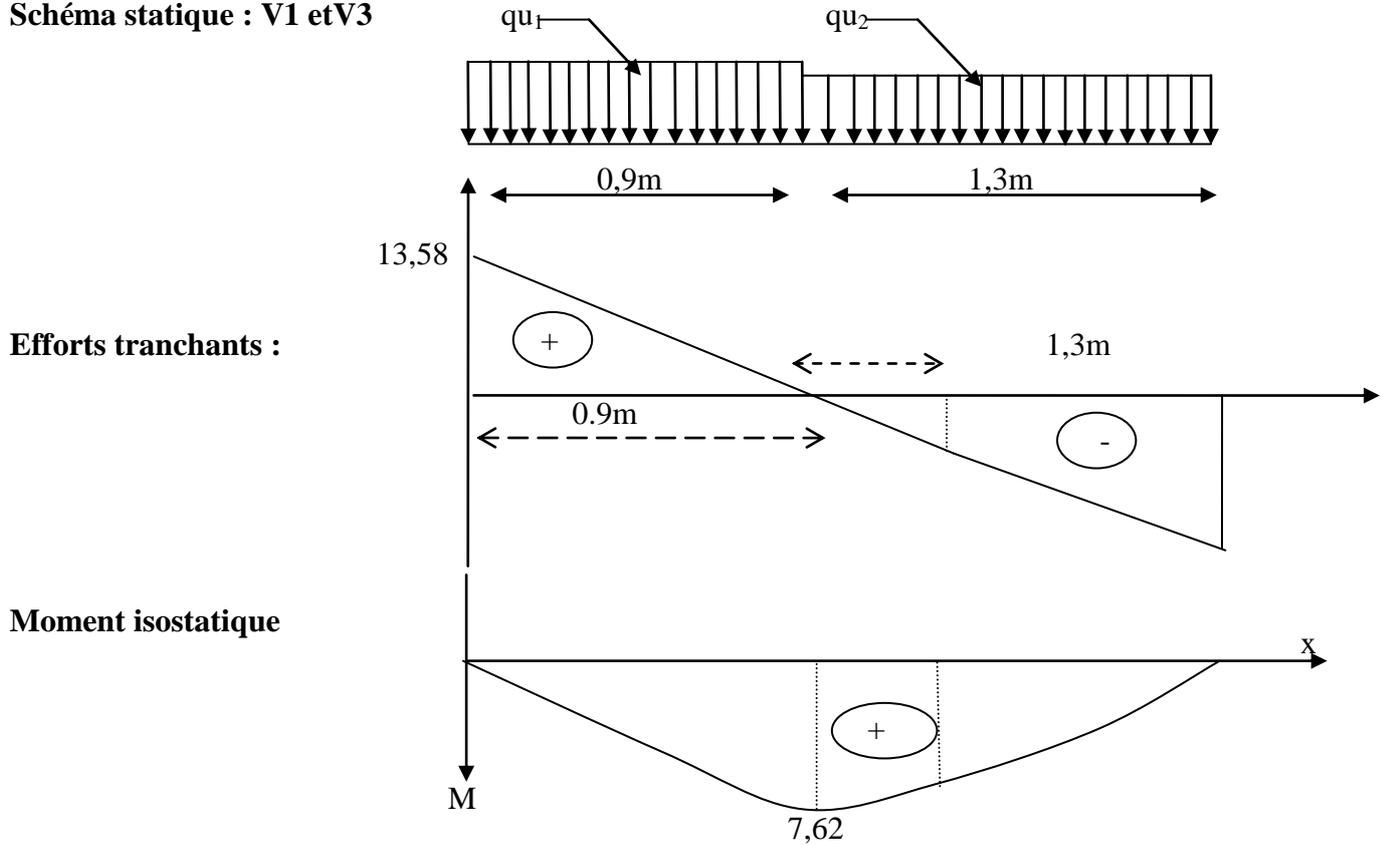
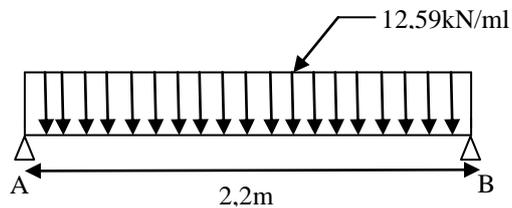


Figure III.8. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

Détermination de moment de flexion : Afin de simplifier les calculs, il est sou traitable de calculer à partir d'un schéma équivalent avec la charge la plus défavorable c'est juste pour assurer la sécurité :



Les réactions :

$$R_a + R_b = 2,2 \times 12,59 = 27,698 \text{ kN.m}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 2,2R_b - 12,59 \times 2,2 \times 1,1 = 0 \quad \Rightarrow R_b = 13,849 \text{ kN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow -2,2R_a + 12,59 \times 2,2 \times 1,1 = 0 \quad \Rightarrow R_a = 13,849 \text{ kN}$$

Moment maximale a E.L.U : $M_0 = ql^2/8 = 12,59 \cdot 2,2^2 / 8 = 7,62 \text{ kN.m}$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0,85M_0 = 0,85 \cdot 7,62 = 6,47 \text{ kN.m}$$

Moment en appuis : $M_a : 0,2M_0 = 0,2 \cdot 7,62 = 1,52 \text{ kN.m}$

Moment maximale a E.L.S : $M_0 = ql^2/8 = 9,05 \cdot 2,2^2 / 8 = 5,48 \text{ kN.m}$

Moment en travée : $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \cdot 5,48 = 4,66 \text{ kN.m}$

Moment en appuis : $M_a : 0,2M_0 = 0,2 \cdot 5,48 = 1,09 \text{ kN.m}$

Calcul de ferrailage: $M_t = 6,47 \text{ kN.m}$

$h = 10 \text{ cm}$, $d = 0,9h = 9 \text{ cm}$ et $b = 100 \text{ cm}$

$\mu = M_t / bd^2f_{bc} = 6,47 \times 10^3 / 100 \times 9^2 \times 14,17 = 0,056 < 0,392 \Rightarrow A' = 0$

$\beta = 0,971$

$A_s = M_u / \sigma_s \beta d = 6,47 \cdot 10^3 / 348 \cdot 0,971 \cdot 9 = 2,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Alors on adopte 4T12 soit $A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St = 33 \text{ cm}$

Armature de répartition : $A_r = A_s / 4 = 4,52 / 4 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adopte 4T8 soit $A_r = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St = 33 \text{ cm}$

En appuis (palier): $M_a = 1,52 \text{ kN.m}$

$h = 12 \text{ cm}$, $d = 0,9h = 10,8 \text{ cm}$ et $b = 100 \text{ cm}$

$\mu = M_t / bd^2f_{bc} = 1,52 \times 10^3 / 100 \times 10,8^2 \times 14,17 = 0,009 < 0,392 \Rightarrow A' = 0$

$\beta = 0,995$

$A_s = M_u / \sigma_s \beta d = 1,52 \cdot 10^3 / 348 \cdot 0,995 \cdot 10,8 = 0,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Alors on adopte 4T10 soit $A_s = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St = 33 \text{ cm}$

Armature de répartition : $A_r = A_s / 4 = 3,14 / 4 = 0,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adopte 4T8 soit $A_r = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St = 33 \text{ cm}$

Vérifications:

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	En travée $A_{\min} = 0,23b \cdot d \cdot f_{t28} / F_e = 1,09 \text{ cm}^2$	$A_s = 4,52 \text{ cm}^2$ $A_s > A_{\min}$ Vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{13,58}{100 \cdot 9} \cdot 10 = 0,15 \text{ MPa}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$ vérifiée
Vérification au niveau des appuis	$A_s \geq \frac{1,15}{F_e} (V_u + \frac{M_a}{0,9d})$ $A_s \geq \frac{1,15}{400} (13,58 + \frac{1,52}{0,9 \cdot 0,108}) = 0,08 \text{ cm}^2$ $A_s \geq 0,08 \text{ cm}^2$	vérifiée

Vérification des contraintes à l'E.L.S:

En travée : $M_{tser} = 4,65$; $A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Position de l'axe neutre: $by^2/2 - 15A_s(d-y) = 0 \Rightarrow y = 2,88 \text{ cm}$

Détermination du moment d'inertie: $I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s(d-y)^2 = 3335,6 \text{ cm}^4$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = 4,65 \cdot 10^3 \cdot 2,88 / 3335,6 = 4,01 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 4,01 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sur appuis: $M_{aser} = 1,09 \text{ kN.m}$ $A_s = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Position de l'axe neutre: $by^2/2 - 15A_s(d-y) = 0 \Rightarrow y = 2,75 \text{ cm}$

Détermination du moment d'inertie : $I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s(d-y)^2 = 3745,43 \text{ cm}^4$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = 1,09 \cdot 10^3 \cdot 2,75 / 3745,43 = 0,80 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0,80 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de La flèche:

Condition	Vérification	
$h_v/l \geq \frac{1}{16}$	0,111 \geq 0,0625	Condition vérifiée
$h_v/l \geq \frac{Mt}{10M_0}$	0,037 $<$ 0,0611	Condition non vérifiée
$A_s/b \cdot d \leq 4,2/f_c$	0,005 $<$ 0,0105	Condition vérifiée

Puisque une condition n'est pas vérifiée, il faut calculer la flèche:

Centre de gravité de la section: $Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot \frac{h^2}{2} + n \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + n \cdot A_s} = 8,51 \text{ cm}$

Calcul des moments d'inertie: $I_0 = \frac{b \cdot Y_G^3}{3} + \frac{b \cdot (ht - Y_G)^3}{3} + n \cdot A_s (d - y_G)^2 \Rightarrow I_0 = 21963,46 \text{ cm}^4$

Calcul de flèche :

Chargement :

Charge permanente $Q = 6,55 \text{ kN/ml}$

Charge d'exploitation $Q = 2,5 \text{ kN/ml}$

Charge permanente sans revêtement $j = 4,74 \text{ kN/m}$

Charge permanente avec revêtement $g = 6,68 \text{ kN/m}$

Charge $(G+Q) \cdot x \cdot b$ $q = 9,05 \text{ kN/m}$

Calcul les moments:

$$\text{Moment correspondant à } j : M_j = 0,75 \cdot jL^2/8 = 2,15 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment correspondant à } g : M_g = 0,75 \cdot gL^2/8 = 3,03 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment correspondant à } q : M_q = 0,75 \cdot qL^2/8 = 4,11 \text{ kN.m}$$

Calcul les contraintes :

$$\text{Contrainte correspondant à } j : \sigma_j = M_j/(A_s \times z) = 102,48 \text{ MPa.}$$

$$\text{Contrainte correspondant à } j : \sigma_s = M_g/(A_s \times z) = 144,47 \text{ MPa.}$$

$$\text{Contrainte correspondant à } j : \sigma_q = M_q/(A_s \times z) = 198,38 \text{ MPa.}$$

Module de déformation du béton :

Module de déformation longitudinale instantanée	E_i	$11000(f_{c28})^{1/3}$	32164,19 MPa
---	-------	------------------------	--------------

Module de déformation longitudinale instantanée	E_v	$3700(f_{c28})^{1/3}$	10818,85 MPa
---	-------	-----------------------	--------------

Calcul les coefficients :

$$\text{Coefficient } \rho : \rho = A_s / (b \times d) = 0,00502$$

$$\text{Coefficient instantané } \lambda_i : \lambda_i = 0,05 f_{t28} / (2 + 3b_0/b) \rho = 2,79$$

$$\text{Coefficient différé } \lambda_v : \lambda_v = 0,4 \lambda_i = 1,116$$

$$\text{Coefficient correspondant à } j : \mu_j = 1 - [1,75 f_{t28} / (4\rho \cdot \sigma_j + f_{t28})] = 0,12$$

$$\text{Coefficient correspondant à } j : \mu_g = 1 - [1,75 f_{t28} / (4\rho \cdot \sigma_g + f_{t28})] = 0,27$$

$$\text{Coefficient correspondant à } j : \mu_q = 1 - [1,75 f_{t28} / (4\rho \cdot \sigma_q + f_{t28})] = 0,40$$

Calcul les moments d'inertie :

$$\text{Moment d'inertie correspondant à } j : I_{ji} = 1,1 \times I / (1 + \lambda_i \mu_j) = 308,58 \text{ cm}^4$$

$$\text{Moment d'inertie correspondant à } g : I_{gi} = 1,1 \times I / (1 + \lambda_i \mu_g) = 2349,84 \text{ cm}^4$$

$$\text{Moment d'inertie correspondant à } q : I_{qi} = 1,1 \times I / (1 + \lambda_i \mu_q) = 1947,06 \text{ cm}^4$$

$$\text{Moment d'inertie correspondant à } v : I_{vi} = 1,1 \times I / (1 + \lambda_v \mu_g) = 3165,99 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

$$\text{La flèche correspondant à } j : f_{ji} = M_j L^2 / 10 E_i I_{ji} = 0,0010 \text{ cm.}$$

$$\text{La flèche correspondant à } g : f_{gi} = M_g L^2 / 10 E_i I_{gi} = 0,0001 \text{ cm.}$$

$$\text{La flèche correspondant à } q : f_{qi} = M_q L^2 / 10 E_i I_{qi} = 0,0699 \text{ cm.}$$

$$\text{La flèche correspondant à } v : f_{gv} = M_g L^2 / 10 E_v I_{vi} = 0,0004 \text{ cm.}$$

$$\text{La flèche total : } \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{qi} - f_{gi} = 0,0692 \text{ cm.}$$

$$\text{La flèche admissible : } \Delta f_{t_{adm}} = L/500 = 220 / 500 = 0,44 \text{ cm.}$$

$$\Delta f_t = 0,0692 \text{ cm} < \Delta f_{t_{adm}} = 0,44 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Volet (2) :

Etude d'un escalier console :

Evaluation des charges et des surcharges :

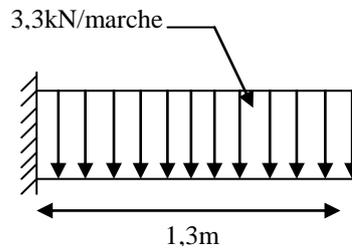
	désignation	Ev (m)	Densité kN/m ³	Poids kN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	17,00	0,34
4	Revêtement en carrelage vertical $ch \times h/g = 0,4 \times 17/30$	/	/	0,23
5	Mortier de ciment vertical $M_h \times h/g$	/	/	0,23
6	Poids propre de la paillasse $ev \cdot \gamma_{BA} \cdot \cos(\alpha) = 0,05 \cdot 25 \cdot 0,87$	0,05	25,00	1,44
7	Poids propre des marches $h \cdot 25/2$	/	25,00	2,125
9	Enduit en ciment (1cm) : 0,18/0,87	/	/	0,21

Charge permanente : $G = 5,375 \text{ kN/m}^2$

Surcharge : $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot g = 11,01 \cdot 0,3 = 3,303 \text{ kN/marche}$$

$$q_{ser} = (G + Q) \cdot g = 2,362 \text{ kN/marche}$$



$$M_{\max} = -ql^2/2 = 3,3 \times 1,3^2 / 2 = -2,79 \text{ kN.m}$$

Calcul de ferrailage : $M_{\max} = 2,79 \text{ kN.m}$

$$h = 17 \text{ cm} , d = 0,9h = 15,3 \text{ cm et } b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = M_t / bd^2f_{bc} = 2,79 \times 10^3 / 100 \times (15,3)^2 \times 14,17 = 0,0084 < 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,996$$

$$A_s = M_u / \sigma_s \beta d = 2,79 \cdot 10^3 / 348 \times 0,996 \times 15,3 = 0,53 \text{ cm}^2/\text{marche}$$

Alors on adopte 2T10 soit $A_s = 1,57 \text{ cm}^2/\text{marche}$

Disposition de ferrillage : Comme le schéma statique de l'escalier s'impose, à savoir que la paillasse est suspendue dans les marches c'est-à-dire que le ferrillage des marches est nettement supérieure que celui de la paillasse, pour cela on adopte un ferrillage mini de cette dernière.

Vérifications:

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	En travée $A_{\min}=0,23b.d.f_{t28}/Fe=1,09\text{cm}^2$	$A_s=1,57\text{cm}^2$ $A_s > A_{\min}$ Vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{4,29}{100.15,3} .10 = 0,002 \text{ MPa}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})=3,25\text{MPa}$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$ vérifiée
Vérification au niveau des appuis	$A_s \geq \frac{1,15}{Fe} (Vu + \frac{Ma}{0,9d})$ $A_s \geq \frac{1,15}{400} (4,29 + \frac{2,79}{0,9.15,3}) = 0,012\text{cm}^2$ $A_s \geq 0,012\text{cm}^2$	vérifiée

Vérification des contraintes à l'E.L.S:

A l'encastrement: $M_{\text{ser}}=1,99$; $A_s=1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Position de l'axe neutre: $by^2/2 - 15A_s(d-y) = 0 \Rightarrow y = 2,45\text{cm}$

Détermination du moment d'inertie: $I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s(d-y)^2 = 4378,84 \text{ cm}^4$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y = 1,99.10^3.2,45 / 4378,84 = 1,11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,11 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de La flèche:

Condition	Vérification	
$h_v/l \geq \frac{1}{16}$	$0,018 \geq 0,0625$	Condition vérifiée
$h_v/l \geq \frac{Mt}{10M_0}$	$0,031 > 0$	Condition vérifiée
$A_s/b.d \leq 4,2/f_e$	$0,0010 < 0,0105$	Condition vérifiée

Donc la flèche est vérifiée

La poutre brisée :

Dimensionnement : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{530}{15} \leq h \leq \frac{530}{10}$
 $\Rightarrow 35,3 \leq h \leq 53$

On prend : $h = 45 \text{ cm}$

$d = 0,9h = 40,5 \text{ cm}$

$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 12,25 \leq b \leq 16,2$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$

Vérification : $b = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$

$h = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$

$h/4 = 1,5 < 4 \text{ cm}$

Evaluation des charges :

Charges supportées par la poutre

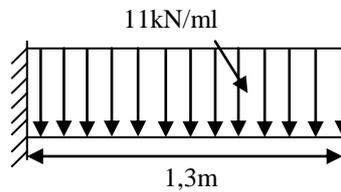
Volet 1 et 3 : Poids propre de la poutre : $G_p = (0,45 \cdot 0,30 \cdot 25) \cdot 1,35 = 4,56 \text{ kN/ml}$

Réaction du palier : $R_B = 13,849 \text{ kN/ml}$

$q_u = 13,849 + 4,56 = 18,409 \text{ kN/ml}$

Volet 2 : Poids propre de la poutre : $G_p = 4,56 / 0,87 = 5,24 \text{ kN/ml}$

Réaction de volet 2 : $(q \text{ marche} / g) \cdot 1\text{m} = (3,30 / 0,3) \cdot 1\text{m} = 11 \text{ kN/ml}$

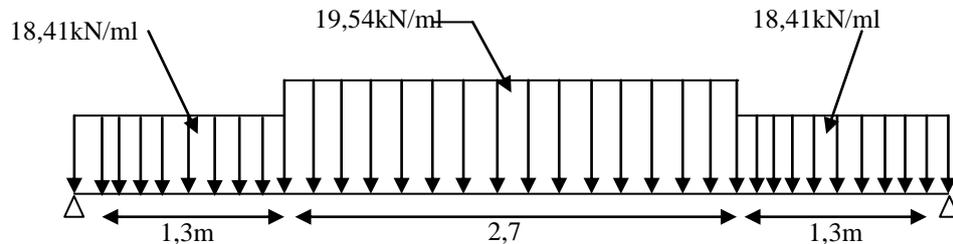


$T = q \times l = 11 \times 1,3 = 14,3 \text{ kN/ml}$

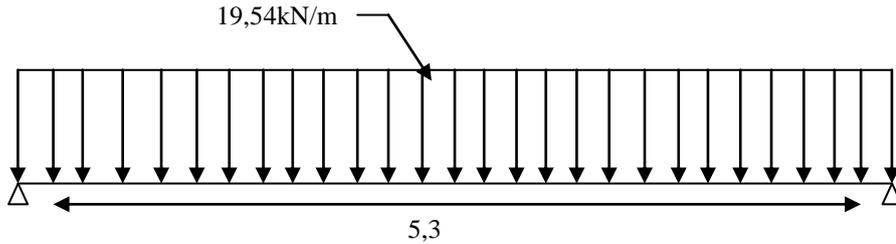
$q_u = 14,3 + 5,24 = 19,54 \text{ kN/ml}$

Calcul des sollicitations :

Schéma statique :



Pour simplifier les calculs et assuré la sécurité on calcule a partir d'un schéma équivalent avec la charge la plus défavorable.



Moment isostatique : $M_0 = ql^2/8 = 19,54.(5,30)^2 / 8 = 68,61 \text{ kN.m}$

Moment en travée : $M_t = 0,85M_0 = 58,31 \text{ kN.m}$

Moment sur appuit : $M_a = 0,2M_0 = 13,72 \text{ kN.m}$

Calcul de ferrailage :

En travée: $M_t = 58,31 \text{ kN.m}$

$h = 45 \text{ cm}$, $d = 0,9h = 40,5 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

$\mu = M_t / bd^2f_{bc} = 58,31 \times 10^3 / 30 \times (40,5)^2 \times 14,17 = 0,0836 < 0,392 \Rightarrow A'=0$

$\beta = 0,956$

$A_s = M_u / \sigma_s \beta d = 58,31 \cdot 10^3 / 348 \cdot 0,956 \cdot 40,5 = 4,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Alors on adopte 5T12 soit $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En appuis: $M_a = 13,72 \text{ kN.m}$

$h = 45 \text{ cm}$, $d = 0,9h = 40,5 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

$\mu = M_t / bd^2f_{bc} = 13,72 \times 10^3 / 30 \times (40,5)^2 \times 14,17 = 0,0197 < 0,392 \Rightarrow A'=0$

$\beta = 0,990$

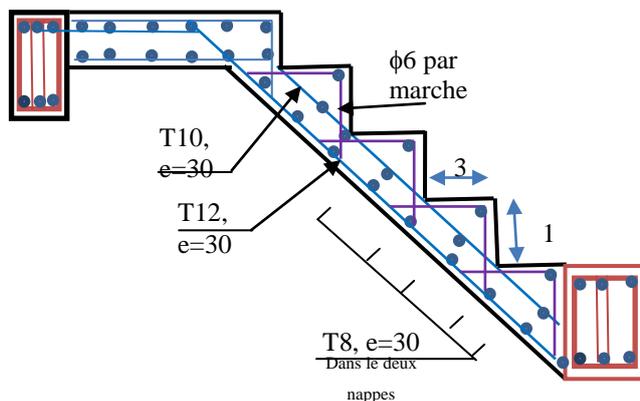
$A_s = M_u / \sigma_s \beta d = 13,72 \cdot 10^3 / 348 \cdot 0,990 \cdot 40,5 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Alors on adopte 5T12 soit $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

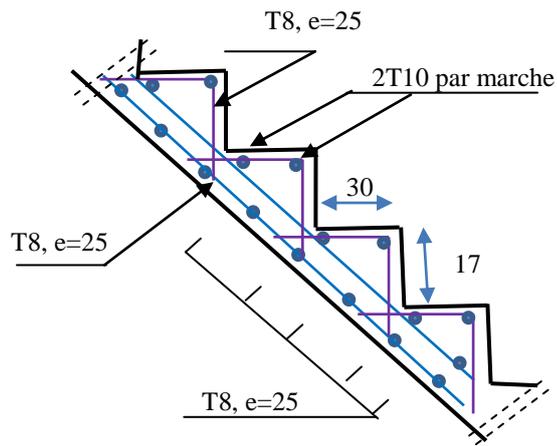
Malgré que la section calculée soit de $0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on adopte un ferrailage de 5T12, et par conséquent nous avons assuré la stabilité à la torsion par 4T12 par face droite et 4T12 par face gauche.

Disposition du ferrailage :

Volet 1 et 3 :



Volet 2 :



Poutre Brisée

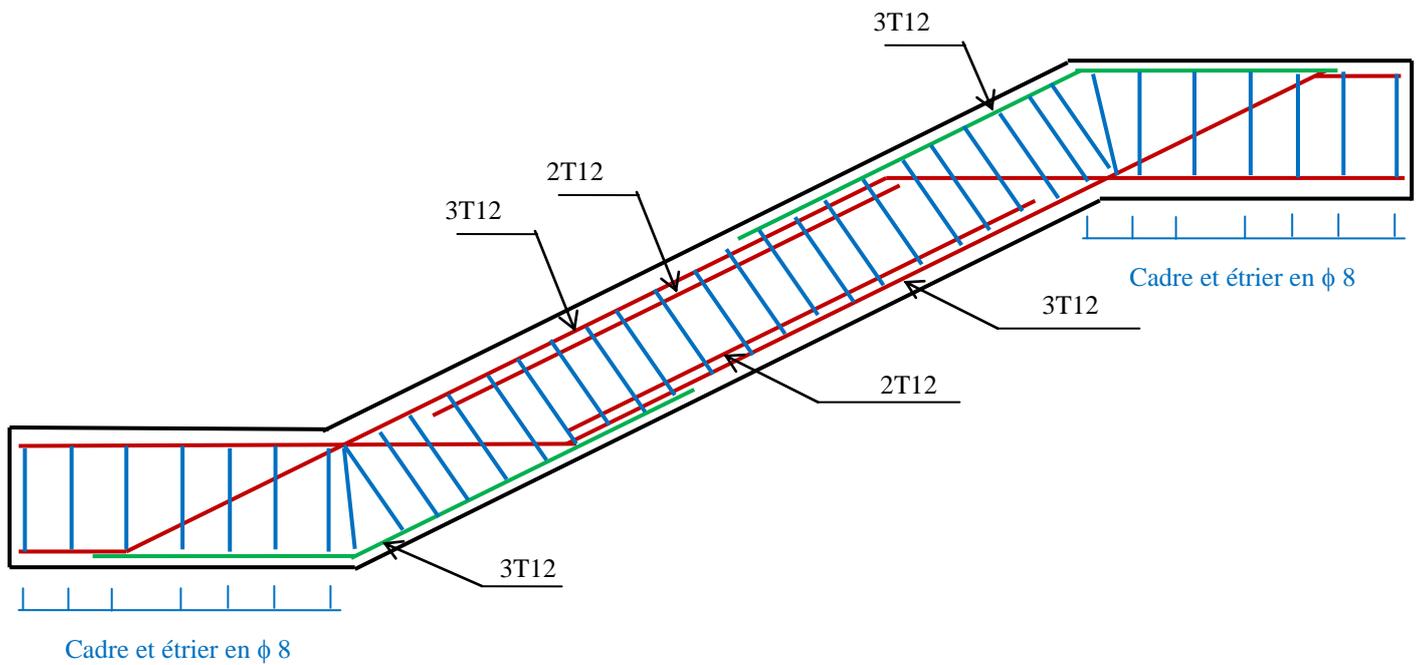


Figure III.9. Ferrailage d'escalier

5. L'ascenseur :

5.1. Introduction : L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant. Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).

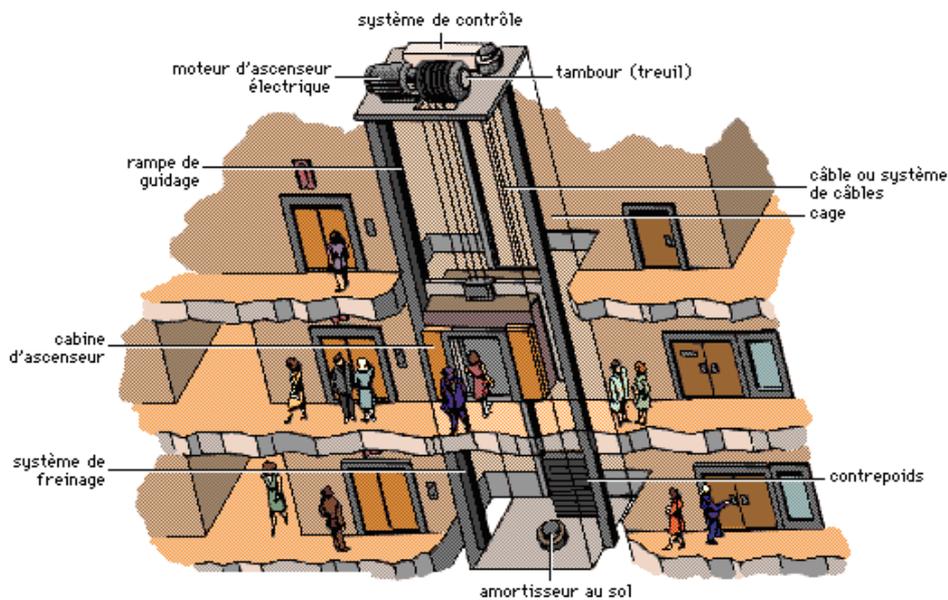


Figure III.10. Ascenseur dans un bâtiment

5.2. Etude de l'ascenseur : L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- le treuil de levage et sa poulie
- la cabine ou la benne
- le contre poids

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie Le treuil soit :

- P_m « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : la charge en cabine
- P_p : le poids de contre poids tel que $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m².

Ses dimensions selon (NFP82-22)

- Largeur : 1,40 m
- profondeur : 1,40 m
- hauteur : 2,20 m
- la largeur de passage libre : 0,80 m
- la hauteur de passage libre : 2,00 m
- la hauteur de la course : 36,72 m

La surface latérale

$$S = (2 \times 1,40 + 1,40) \times 2,20 = 9,24 \text{ m}^2$$

L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $h_0 = 16 \text{ cm}$

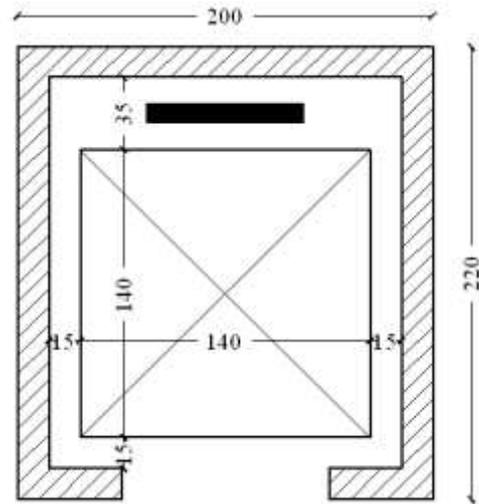


Figure III.11. Coupe d'ascenseur

Tableau III.1 : Le poids mort

Poids de la cabine: $S = (2 \times 1,40 + 1,40) \times 2,20 = 9,24 \text{ m}^2$	$M1 = 11,5 \times 8,80 \times 1,40 = 148,8 \text{ kg}$
Poids de plancher : $S = 2,00 \times 2,20 = 4,40 \text{ m}^2$	$M2 = 110 \times 4,40 = 484 \text{ kg}$
Poids du toit	$M3 = 20 \times 4,40 = 88 \text{ kg}$
Poids l'arcade	$M4 = 60 + (80 \times 1,40) = 172 \text{ kg}$
Poids de parachute	$M5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires	$M6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de mouflage	$M7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine : $S = 0,20 \times 0,80 = 1,60 \text{ m}^2$	$M8 = 80 + (1,60 \times 25) = 120 \text{ kg}$

Le poids mort total est : $P_m = \sum_{i=1}^{i=9} M_i = 1192,8 \text{ kg}$

le contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1192,80 + \frac{675}{2} = 1530,30 \text{ kg}$

Calcul de la charge de rupture : Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport $\frac{D}{d}$; (**D** : diamètre de la poulie et **d** : diamètre du câble) est d'au moins de 40 qu'elle que soit le nombre des tirons

Prenons $\frac{D}{d} = 45$ et $D = 500 \text{ mm} \Rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$

On à : $C_r = C_s \cdot M$

Avec C_s : coefficient de sécurité du câble

C_r : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : charge statique nominale portée par la nappe

$$M = Q + P_m + Mg$$

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q+P_m)$ ($M_g \ll Q+P_m$) $\Rightarrow M=Q+P$

Donc $C_r = C_s$, $M = C_s \cdot (Q+P) = 12(675+1192,8) = 22413,6 \text{ kg}$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage "0.85"

$$\Rightarrow C_r = \frac{22413,60}{0.85} = 26368,94 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$

Avec m : type de mouflage (2brins, 3brins, ...)

n : nombre des câbles

Pour un câble de $d=12,22 \text{ mm}$ et $m=2$ on a : $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152 \text{ kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{26368,94}{8152 \times 2} = 1,62 \text{ Soit } n = 2 \text{ câbles.}$$

Le nombre de câbles doit être pair et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

Le poids des câbles (M_g) : $M_g = m \times n \times L$

m : la masse linéaire du câble $m=0,515 \text{ Kg/m}$

L : longueur du câble = $36,72 \text{ m}$

n : nombre des câbles = 2.

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 36,72 = 37,82 \text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow M = Q + P_m + M_g = 675 + 1192,80 + 37,82 = 1905,62 \text{ kg}$$

Vérification de C_r : $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$

$$C_r = C_s \cdot M \rightarrow C_s = C_r / M = \frac{27716,80}{1905,62} = 14,54 > 12 \quad \text{vérifiée}$$

Calcul de la charge permanente total G : $G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g$

Le poids de (treuil + le moteur) : $P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ kg}$

La charge permanente totale : $G = 1192,80 + 1530,30 + 1200 + 35,02 = 3958,12 \text{ kg}$

la surcharge : $Q = 675 \text{ kg}$

à L'ELU : $Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6355,96 \text{ kg}$

Vérification de la dalle au poinçonnement : La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 04 cotes).

La charge totale ultime : $q_u = 6355,96 \text{ kg}$

Chaque appui reçoit le $\frac{1}{4}$ de cette charge q_u

Soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6355,96}{4} = 1588,99 \text{ kg}$$

Selon le BAEL 91 la condition de non poinçonnement à vérifier est : $q_0 \leq 0.045\mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec : q_u : charge de calcul à l'E.L.U

h_0 : Epaisseur totale de la dalle.

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

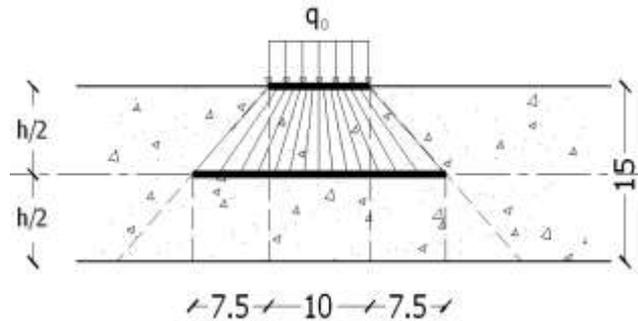
La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$\mu_c = 2(U + V) ; h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm} \\ V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

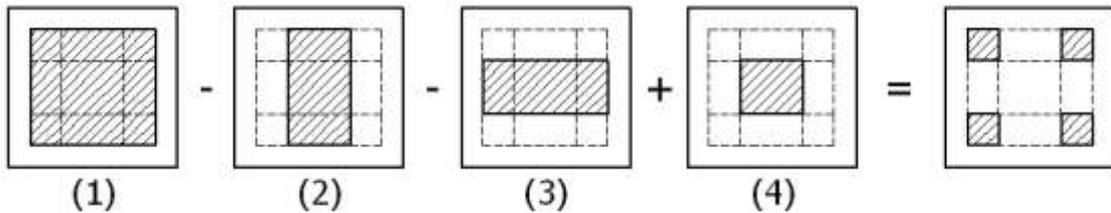
$$\Rightarrow 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250,00 \text{ kg}$$



$$\Rightarrow q_0 \leq 0.045\mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 11250,00 \text{ kg} > q_0 = 1588,99 \text{ kg}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

Evaluation des moments dus aux charges concentrées :



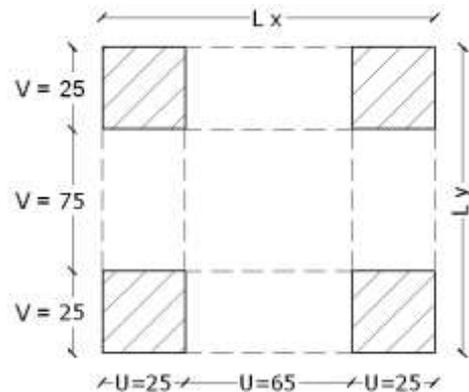
Distances des rectangles :

- le rectangle (1) : $\begin{cases} U = 115 \text{ cm} \\ V = 125 \text{ cm} \end{cases}$

- le rectangle (2) : $\begin{cases} U = 65 \text{ cm} \\ V = 125 \text{ cm} \end{cases}$

- le rectangle (3) : $\begin{cases} U = 115 \text{ cm} \\ V = 75 \text{ cm} \end{cases}$

- le rectangle (4) : $\begin{cases} U = 65 \text{ cm} \\ V = 75 \text{ cm} \end{cases}$



Les moments suivant les deux directions :

à L'ELS:
$$\begin{cases} M_x = (M_1 + \nu M_2)P \\ M_y = (M_2 + \nu M_1)P \end{cases}$$

à L'ELU: ($\nu = 0$)
$$\begin{cases} M_x = M_1 P \\ M_y = M_2 P \end{cases}$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (25x25) cm² est : $P = P' \cdot S$

$$P' = \frac{q_u}{u \cdot v} = \frac{1588,99}{0,25 \cdot 0,25} = 25423,84 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le tableau suivant: $L_x=2,00\text{m}$; $L_y=2,20\text{m}$

Tableau III.2 : Calcul des moments isostatiques à l'ELU

Rect	u	v	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	S (m ²)	P'	P=P'.S	M _x	M _y
								(Kg/m ²)	(Kg)	(Kg.m)	(Kg.m)
1	115	125	0,58	0,57	0,202	0,071	1,44	25423,84	36546,77	3727,77	2594,82
2	65	125	0,33	0,57	0,116	0,087	0,81	25423,84	20656,87	2396,20	1797,15
3	115	75	0,63	0,34	0,090	0,082	0,94	25423,84	23834,85	2145,14	1954,46
4	65	75	0,33	0,34	0,131	0,112	0,49	25423,84	12394,12	1623,63	1388,14

Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 810,07 \text{ Kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 231,36 \text{ Kg.m}$$

Moments dues aux charges réparties (poids propre):

Chargement : $L_x=2,00 \text{ m}$, $L_y=2,20 \text{ m}$ et $h_0=15 \text{ cm}$

- Poids propre : $G=0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}$

- Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ Kg /m}$

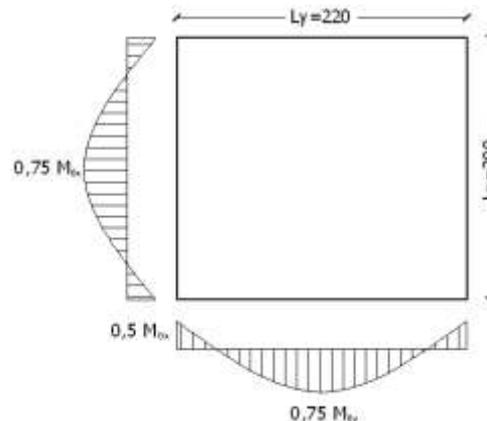
à L'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg/m}$

Sollicitations : $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,00}{2,20} = 0,9 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant les deux sens

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$\alpha = 0,9$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 119,70 \text{ kg.m/m} \\ M_{y2} = 93,77 \text{ kg.m/m} \end{cases}$$



Les moments appliqués à la dalle:

$$M_{0X} = M_{X1} + M_{X2} = 810,07 + 119,70 = 929,77 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{0Y} = M_{Y1} + M_{Y2} = 231,36 + 93,77 = 325,06 \text{ kg.m/m}$$

Moments retenus :

En travée: $M_{tx} = 0,75.M_{0X} = 697,32 \text{ kg.m/m}$

$$M_{ty} = 0,75.M_{0Y} = 242,30 \text{ kg.m/m}$$

En appui : $M_{ax} = M_{ay} = 0,5.M_{0X} = 462,88 \text{ kg.m/m}$

Ferraillage de la dalle: Le ferraillage se fait sur une bande de (1m) de largeur

Avec : - Largeur de la poutre $b = 100\text{cm}$.

- Hauteur de la section $h = 15\text{cm}$

- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$.

- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348\text{MPa}$

- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_{bc} = 14,17\text{MPa}$.

- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$

- Fissuration peu préjudiciable

En travée :

Sens L_x : $M_{tx} = 697,32 \text{ kg.m}$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{697,32 \times 10}{100 \times (13,5)^2 \times 14,17} = 0,027 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,986$$

$$A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{697,32 \times 10}{0,986 \times 13,5 \times 348} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Sens L_y : $M_{ty} = 242,30 \text{ kg.m}$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{242,30 \times 10}{100 \times (13,5)^2 \times 14,17} = 0,009 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,996$$

$$A_{s_y} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{242,30 \times 10}{0,996 \times 13,5 \times 348} = 0,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En appui : $M_{ax} = M_{ay} = 462,88 \text{ kg.m}$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{462,88 \times 10}{100 \times (13,5)^2 \times 14,17} = 0,018 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,991$$

$$A_{s_x} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{462,88 \times 10}{0,991 \times 13,5 \times 348} = 0,99 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Section minimale des armatures :

Sens L_y : $12 \text{ cm} \leq h_0 = 15\text{cm} \leq 30 \text{ cm}$

$$A_{y \min} = 8 \cdot h_0 \text{ (m)} = 8 \times 0,15 = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{t_y} = 0,51 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{t_y} = A_{y \min} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{a_y} = 0,99 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{a_y} = A_{y \min} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens Lx: $A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) = 1,20 \left(\frac{3-0,9}{2} \right) = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{mL}$

$$A_{t_x} = 0,48 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x \min} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{t_x} = A_{x \min} = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{a_x} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x \min} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{a_x} = A_{x \min} = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des aciers: On à : $\phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{150}{10} \Leftrightarrow \phi \leq 15 \text{ mm}$.

En travée:

Sens Lx: $A_{t_x} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$St_x \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}) \Rightarrow St_x = 25 \text{ cm}$$

$$St_x \leq 33 \text{ cm}$$

Sens Ly: $A_{t_y} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $4T8 \text{ p.m} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$St_y \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}) \Rightarrow St_y = 25 \text{ cm}$$

$$St_y \leq 45 \text{ cm}$$

En appui: $A_a = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$St \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

Justification vis-à-vis de l'effort tranchant : $-\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \cdot d}; \text{ et } \overline{\tau} = \frac{10 \cdot h_0}{3} \cdot \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = \begin{cases} V_x + V_v & \text{Sens Lx} \\ V_y + V_u & \text{Sens Ly} \end{cases}$$

Efforts tranchants dus aux charges réparties : $\alpha > 0,4 \Rightarrow$

$$\begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} & ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} V_x = 656,25 \times 10^{-2} \times \frac{2,00}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,9}{2}} = 4,51 \text{ KN} \\ V_y = 656,25 \times 10^{-2} \times \frac{2,00}{3} = 4,38 \text{ KN} < V_x \end{cases}$$

Efforts tranchants dus aux charges localisées : $V_u = V_v = \frac{P_u}{3.u} = \frac{1588,99 \times 10^2}{3 \times 0,25} = 21,18 \text{ KN}$

Efforts tranchants total V_{tot} :

Sens Lx : $V_{tot} = V_x + V_v = 4,51 + 21,18 = 25,69 \text{ KN}$

Sens Ly : $V_{tot} = V_y + V_u = 4,38 + 21,18 = 25,56 \text{ KN}$

D'où: $V_{tot} = \max(V_{totx}, V_{toty}) = \max(25,69; 25,56) = 25,69 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_{tot}}{b.d} = \frac{25,69 \cdot 10^3}{1000 \cdot 135} = 0,190 \text{ MPa.}$$

on doit vérifiée que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_{ulim} = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ Mpa}) \times k$$

$$\text{avec : } k = \min\left(\frac{10 \cdot h_0}{3}; 1\right) = \min(0,5; 1) \Rightarrow k = 0,5$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_{ulim} = \min(3,25; 5) \times 0,5 \Rightarrow \bar{\tau}_{ulim} = 1,63 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,190 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ulim} = 1,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Le bétonnage ce fait sans reprise sur tout la hauteur, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

5.3. Les vérifications à L'E.L.S :

Calcul des sollicitations à L'E.L.S :

charge localisée: $M_{0x} = (M_1 + v M_2) p'_{ser}$

$$M_{0y} = (M_2 + v M_1) p'_{ser}$$

Avec: $v = 0,2$

$$P_{ser} = q_{ser} \cdot S' = \frac{P_{aser}}{u.v} \cdot S'$$

$$q_{ser} = \frac{P_{aser}}{u.v}; \quad P_{aser} = (G + Q) \cdot \frac{1}{4}$$

$$P_{aser} = (3958,12 + 675) \cdot 1/4 = 1158,28 \text{ kg}$$

Donc : $q_{ser} = 1158,28 / (0,26)^2 = 17134,32 \text{ kg/m}^2$

$$P_{ser} = 17134,32 \cdot S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau. III.3 : Calcul des moments isostatiques à l'ELS

Rect	u	V	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	Surface	P'ser	Pser =P'.S	M _x	M _y
							S (m ²)	(Kg/m ²)	(Kg)	(Kg.m)	(Kg.m)
1	115	125	0,58	0,57	0,202	0,071	1,44	17134,32	24630,59	5325,13	2743,85
2	65	125	0,33	0,57	0,116	0,087	0,81	17134,32	13921,64	1857,15	1534,16
3	115	75	0,58	0,34	0,099	0,082	0,86	17134,32	14778,35	1705,42	1504,44
4	65	75	0,33	0,34	0,131	0,112	0,49	17134,32	8352,98	1281,35	1154,38

Moment due aux charges localisées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 580,85 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 367,02 \text{ kg.m/m}$$

Moment due aux charges réparties (E.L.S):

$$G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ Kg/m}^2; h_0 = 16 \text{ cm}$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2.$$

$$Q_{\text{ser}} = 100 + 375 = 475 \text{ Kg/m}^2$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,9 > 0,4 \text{ donc la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\alpha = 0,9 \text{ (E.L.S)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,8502 \end{cases}$$

$$M_{\text{oxr}} = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot L_x^2 = 0,0528 \times 475 \times 2,00^2 = 100,32 \text{ kg/m}$$

$$M_{\text{oyr}} = \mu_y \cdot M_{\text{oxr}} = 0,8502 \times 100,32 = 85,29 \text{ kg.m/m}$$

Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact seront donc :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{\text{oxr}} = 580,85 + 100,32 = 681,17 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{\text{oyr}} = 367,02 + 85,29 = 452,31 \text{ kg.m/m}$$

Les moments en travées et en appui :

$$M_{\text{tx}} = 0,75 M_{0x} = 510,88 \text{ kg.m}$$

$$M_{\text{ty}} = 0,75 M_{0y} = 339,23 \text{ kg.m}$$

$$M_{\text{ax}} = M_{\text{ay}} = 0,50 M_{0x} = 340,59 \text{ kg.m}$$

Vérification des contraintes dans le béton :

Suivant L_x :

En travées : $M_{\text{tx}} = 5108,80 \text{ N.m}$; $A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{mL}$; $A' = 0$

Position de l'axe neutre (y) : $Y = by^2/2 + nA_s' (y-d) - nA_s(d-y) = 0$

On a : $A_s' = 0$; et $n = 15$

D'où : $50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \Rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$

Calcul du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(3,13)^3}{3} + 15 \times 3,14(13,5 - 3,13)^2$$

$$I = 6087,13 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{5108,80}{6087,13} \times 3,13 = 2,63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,63 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition..vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

En appuis : $M_{app} = 3405,90 \text{ N.m}$ $A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $A' = 0$.

Position de l'axe neutre (y) : $Y = 3,13 \text{ cm}$

Moment d'inertie (I):

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(3,13)^3}{3} + 15 \times 3,14(13,5 - 3,13)^2$$

$$I = 6087,13 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{3405,90}{6087,13} \times 3,13 = 1,75 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,75 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition..vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

Suivant L_y :

En travée : $M_t = 3392,30 \text{ N.m}$; $A_t = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $A' = 0$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = \frac{by^2}{2} + nA_s'(y-d) - nA_s(d-y) = 0$$

$$\text{On à : } A_s' = 0 ; \text{ et } n = 15$$

$$D'ou : 50y^2 + 30,15y - 407,03 = 0 \Rightarrow y = 2,57 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(2,57)^3}{3} + 15 \times 2,01(13,5 - 2,57)^2$$

$$I = 4167,69 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{3392,30}{4167,69} \times 2,57 = 2,09 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_c = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,09 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition..vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

5.4. Disposition d'armatures:

Longueur de scellement : C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total Fe400 ;

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa, donc : } L_s = 40\Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm.}$$

Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max (L_s ; 0,2 L_x) = \max (32 \text{ cm ; } 40 \text{ cm}) \Rightarrow L_1 = 45 \text{ cm.}$$

$$L_2 = \max (L_s ; L_1/2) = \max (32 \text{ cm ; } 22,5 \text{ cm}) \Rightarrow L_2 = 35 \text{ cm.}$$

Arrêt des barres en travée dans les deux sens : Les armatures en travées doivent être présentées une disposition alternative d'une manière un barre prolongé jusqu'à l'axe d'appui (poutre) et l'autre on peu l'arrêté a une distance de L/10 de la portée

$$L/10 = 220/10 = 22 \text{ cm,}$$

Soit la distance d'arrêté des barres et 25cm

Armatures finales :

Suivant L_x : $A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4T10 /mL avec $S_t = 25 \text{ cm}$

$A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4T10 /mL avec $S_t = 25 \text{ cm}$

Suivant L_y : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4T8 /mL avec $S_t = 25 \text{ cm}$

$A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4T10 /mL avec $S_t = 25 \text{ cm}$

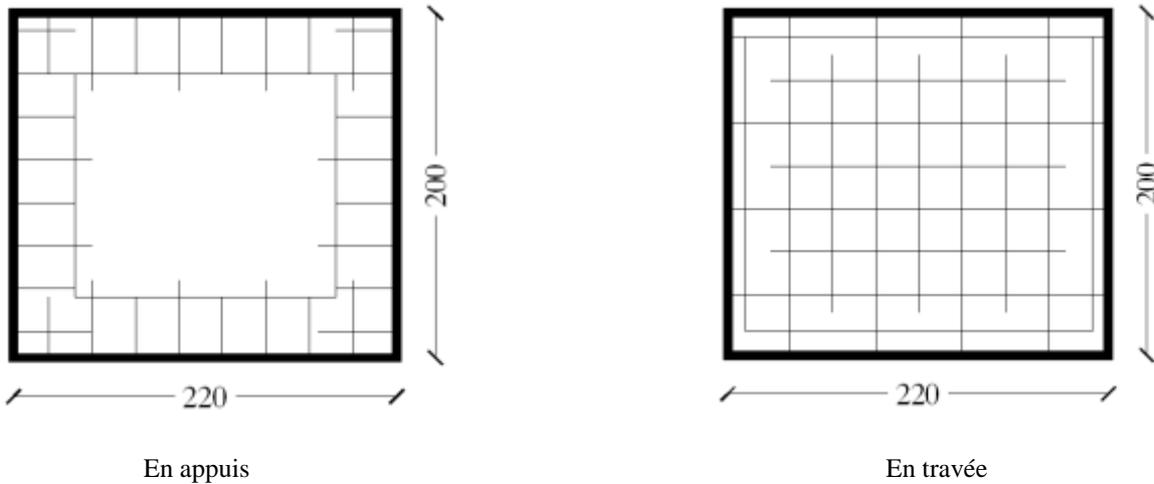


Figure III.12.Ferrailage de la dalle d'ascenseur

Chapitre IV

Chapitre IV. Etude sismique

1. Présentation et historique du séisme :

Séisme ou tremblement de terre, secousse ou succession de secousses plus ou moins violentes du sol. Un séisme résulte du relâchement brutal de contraintes dans la croûte terrestre, qui provoque un glissement de deux compartiments le long d'une faille et un rebond élastique. Ces secousses peuvent être imperceptibles ou très destructrices. De tout temps, les questions relatives à la nature des séismes ont préoccupé les hommes vivant dans les zones à risque sismique. Certains philosophes grecs de l'Antiquité attribuent les tremblements de terre à des vents souterrains, alors que d'autres pensent qu'ils sont causés par les feux des profondeurs de la Terre. Vers 130 apr. J.-C., le savant chinois Chang Heng, qui pense que les ondes se propagent à travers la Terre à partir de la source d'un séisme, construit un vaisseau en bronze conçu pour enregistrer le passage de ces ondes. Huit ballons sont délicatement placés en équilibre sur la bouche de huit dragons disposés sur le pourtour du vaisseau ; toute vibration sismique, dans les parages, fait chuter un ou plusieurs ballons.

Pendant des siècles, les ondes sismiques sont observées avec ce type de moyens et il faut attendre l'époque contemporaine pour que des théories scientifiques expliquent la cause des tremblements de terre. L'une d'elles revient à l'ingénieur irlandais Robert Mallet. S'appuyant sur sa connaissance de la résistance et du comportement des matériaux de construction soumis à des contraintes, il déclare, en 1859, que les séismes se produisent " soit par une flexure soudaine et forcée des matériaux élastiques constituant une partie de la croûte terrestre, soit par un relâchement des contraintes suivi d'une fracturation de ces mêmes terrains".

Plus tard, dans les années 1870, le géologue britannique John Milne conçoit le premier appareil d'enregistrement sismique, ou sismographe (des grecs séismes, « séisme »). Composé d'un simple pendule et d'une aiguille suspendus sur une assiette en verre fumé, il est le premier instrument utilisé en sismologie permettant de différencier les ondes sismiques primaires des ondes secondaires. Le sismographe moderne est inventé au début du XX^e siècle par le prince Boris Galitzyne, un sismologue russe. L'appareil, constitué d'un pendule magnétique suspendu entre les pôles d'un électroaimant, contribue aux progrès de la

recherche sismique contemporaine. Aujourd'hui, on distingue trois catégories de séismes en fonction de leur origine : tectonique, volcanique ou artificielle. Les séismes tectoniques sont les plus fréquents et les plus dangereux ; ce sont également les plus difficiles à prévoir.

La principale cause des tremblements de terre est liée à la tectonique des plaques, autrement dit aux contraintes engendrées par les mouvements d'une douzaine de plaques majeures et mineures qui constituent la croûte terrestre. La plupart des séismes tectoniques se produisent aux limites des plaques, dans les zones où une plaque glisse le long d'une autre comme dans le cas de la faille de San Andreas en Californie, zone à risque la plus importante de l'Amérique du Nord — ou s'enfonce (glisse) sous une autre plaque (phénomène dit de subduction). Les séismes associés aux zones de subduction représentent presque la moitié des séismes destructeurs de la Terre et dissipent 75 p. 100 de l'énergie sismique de la planète. Ils sont concentrés le long de la « ceinture de feu », une bande d'environ 38 600 km de long, qui coïncide avec les marges de l'océan Pacifique. Ils appartiennent à la catégorie des séismes profonds, le point de rupture se situant à une profondeur comprise entre 300 et 645 km. L'un des cas les plus catastrophiques est celui qui s'est produit en 1964 en Alaska (séisme de magnitude 9,2 sur l'échelle de Richter).

En dehors de la ceinture de feu, les séismes tectoniques se produisent dans des contextes géologiques différents. Les dorsales médio-océaniques — lieux de l'expansion des fonds océaniques — sont le siège de nombreux séismes, d'intensité modérée, dont le foyer est relativement superficiel (moins de 100 km de profondeur). Ces tremblements de terre sont rarement ressentis par les hommes et ne représentent que 5 pour 100 environ de l'énergie sismique de la planète ; ils sont enregistrés quotidiennement par l'instrument ultra sensible du réseau mondial des observatoires sismologiques.

Une autre zone fortement sismique s'étend à travers la Méditerranée, la mer Caspienne et l'Himalaya et se termine dans le golfe du Bengale. Cette région coïncide avec un domaine complexe de chaînes montagneuses, jeunes et élevées, résultant de la convergence de plaques issues de la Laurasia et du Gondwana (des continents qui existaient avant les continents actuels) ainsi que de grandes failles de décrochement qui font coulisser des panneaux les uns par rapport aux autres. Ces zones de friction dissipent environ 15 p. 100 de l'énergie sismique de la Terre. Les tremblements de terre qui en résultent, à des profondeurs superficielles ou intermédiaires (entre 100 et 300 km), ont souvent dévasté des régions du Portugal, de

l'Algérie, du Maroc, de l'Italie, de la Grèce, de la Macédoine, de la Turquie, de l'Arménie sans oublier l'Afghanistan, l'Iran et l'Inde.

Il arrive que des secousses rares mais très destructrices se produisent dans des zones réputées tectoniquement calmes. Les principaux exemples de ces ébranlements intra plaques sont les trois séismes d'une force considérable qui ont frappé la région située autour de New Madrid (Missouri) en 1811 et en 1812. Assez puissants pour être ressentis à une distance de 1 600 km, ces chocs ont produit des déformations topographiques qui ont modifié le tracé du Mississippi. Les géologues pensent que les tremblements de terre de New Madrid révèlent un étirement de la croûte terrestre semblable à celui qui est à l'origine de la Rift Valley en Afrique.

Les séismes d'origine volcanique présentent surtout l'intérêt d'annoncer des éruptions volcaniques, comme ils l'ont fait pendant les semaines précédant l'éruption du mont Saint Helens (Washington) en mai 1980. Ces tremblements de terre se manifestent lorsque le magma s'accumule dans la chambre magmatique d'un volcan. Tandis que le sommet du volcan se soulève et que les flancs s'inclinent, des ruptures dans les roches comprimées sont révélées par une multitude de microséismes. Sur l'île d'Hawaii, des sismographes ont enregistré jusqu'à mille microséismes par jour avant une éruption.

Les hommes peuvent provoquer des séismes en raison de certaines activités telles que la constitution d'énormes réserves d'eau derrière des barrages, le pompage de fluides profonds, l'extraction minière ou les explosions souterraines de bombes atomiques. De faibles séismes se produisent de temps en temps lors de l'effondrement de galeries de mines abandonnées.

2. Introduction : Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants. L'estimation des forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

3. Calculs sismiques et méthodes de calcul : c'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure, On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse:

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

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes:

Zone I : Tous groupes

Zone IIa : 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 IIb III: Groupe 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.

Méthode dynamique modale spectrale : peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les extremums des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

4. Méthode de calcul : Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « ETABS V.09 » qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Response Spectrum Function; Time History Function...). Pour notre cas, on a choisie " Response Spectrum Function" qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en ce basant sur les hypothèses suivantes:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).

- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel qui correspondant une participation de la masse au moins égale à 90%.

5. Présentation du logiciel : ETABS (Extended Three Dimensional Analyse of Building Systems): Le programme ETABS est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures. Par la méthode des éléments finis, il offre les performances de technologie d'aujourd'hui, capacité de calcul et vitesse d'exécution et autres avantages. Pour l'utilisation de ce programme on doit suivre les démarches suivantes : Il y a lieu de choisir une unité avant d'entamer une session SAP2000.

Démarches à suivre :

Modélisation de la structure : Cette étape consiste à construire un modèle équivalente au projet réel, concernant la géométrie et les liaisons entre les éléments de modèle comme suite.

Edite Grid data: nous permet de définir les grille à suivre prochainement

Add New System: pour ajoute un autre forme cartésien ou cylindrique

Define materials: permet de définir le matériau utilisé et ces différentes propriétés

Define/frame section : pour saisir les dimensions des sections des éléments et matériel utilisé, ainsi pour définir la nature d'éléments (poteau ; poutre)

Define/static load case : pour définir les types des charge statique (G, Q) et leur coefficients de majoration

Assign /joint /restreint : pour définir le degré de liberté de nœuds sélectionnées (translations et rotations)

Assign /joint / diaphragme : pour l'affectation d'un diaphragme rigide

Assign/frame line load /Distributed: Permet d'appliquer les charges réparties sur élément frame sélectionné

Define /load combinaison : permet de définir les différentes combinaisons d'actions

Define response spectrum function : pour introduire la fonction de la réponse spectrale de la structure d'après un fichier texte.

Define response spectrum Cases : pour la nomination l'effort sismique, et la détermination de leur sens d'application, amortissement, angle d'excitation et la portion d'excentricité.

Définition du centre de masse: lorsque la définition des diaphragmes des plancher ETABS permet une création automatiquement d'un nœud (c'est le centre des masses) ainsi il

sera lié tous les nœuds situés à ce plan par ce dernier avec une excentricité qu'il est défini précédemment.

Analyse /set options : pour spécifier le nombre des modes propres de vibration à tenir en compte dans le calcul.

Analyse/ Run : c'est la commande qui permet de lancer le calcul.

Nœud maitre : c'est un nœud fictif situé au centre de masse (centre de gravité dans le cas des charges réparties) où ce fait la concentration des masses sismiques. Pour un nœud maitre on doit défini la masse du plancher correspondant suivant les deux directions x et y ainsi que l'inertie massique suivant axe z.

6. Evaluation des efforts sismiques : Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise un autre programme appelé "spectre" qui permet de nous donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes et l'accélération.

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta \frac{Q}{R} - 1) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ seconde} \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0 \text{seconde} \end{cases}$$

Avec : δ_a / g Spectre de Réponse de calcul.

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

η : Facteur de correction d'amortissement ; $\eta : \sqrt{(7/2+\xi)}$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

R : coefficient de comportement de la structure

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Q : facteur de qualité

Sol ferme \Rightarrow site 2 donc $T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,4$ sec.

D'après le R.P.A 99 (révisées en 2003) , on a :

Zone sismique I et Groupe d'usage 2 $\Rightarrow (A = 0,10)$

Pour $\xi = 7\% \Rightarrow \eta = \sqrt{(7/2+\xi)} = 0,88$
 R : Coefficient de comportement de la structure.

Portique contreventé par des voiles R = 4.

Pour avoir la valeur de P_q tout dépend des six critères de Q.

Critères : Conditions minimales sur les files de contreventement.

Redondance en plan.

Régularité en élévation.

Pour notre projet $\beta = 0,2$

Détermination des poids (W_t) de la structure :

Le niveau 01

La surface du plancher : S= 244,562 m².

N°	Désignation de l'élément	Formule de calcul	Résultats
01	Plancher	$G \times S = 0,504 \times 244,562$	= 123,259t
02	Poteaux	$N \times b \times h \times \gamma_b \times ht = 24 \times (0,45)^2 \times 2,5 \times (3,91/2 + 3,06/2)$	= 42,34t
03	Poutres principales	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,3 \times 0,45 \times 2,5 \times [(4,3 \times 5) + (3,9 \times 5) + (4,25 \times 3) + (4,05 \times 3) + (3,70 \times 3)]$	= 25,987t
04	Poutres secondaires	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,3 \times 0,35 \times 2,5 \times [(3,9 \times 6) + (3,8 \times 6) + (4 \times 3) + (3,7 \times 3)]$	= 18,19t
05	Les murs extérieurs	$0,7 \times G \times m \times h \times \sum L = 0,7 \times 0,276 \times [(3,46/2 + 2,61/2) \times 41,9 + (3,56/2 + 2,71/2) \times 32]$	= 43,95t
06	Les murs voiles (noyau)	$ep \times L \times h \times \gamma_b = 0,20 \times 1,8 \times 2,5 \times (3,56/2 + 2,71/2) + 0,2 \times 2,3 \times 2,5 \times (3,46/2 + 2,61/2)$	= 6,312t
07	Les escaliers	$(V1 + V3) = [(0,10 \times 1,3 \times 2,2 \times 2,5) + 0,17 \times 0,3/2 \times 1,3 \times 2,5 \times 3] \times 2 = 1,927$ $V1 = [(0,05 \times 1,3 \times 2,7 \times 2,5) + 0,17 \times 0,3/2 \times 1,3 \times 2,5 \times 9] = 1,185$	= 3,112t
08	Le pois G	$G = \sum G_i$	= 263,15t
09	La surcharge P= Q x St	$(0,15 \times 292,277) + (0,25 \times 14,31)$	= 47,419t
10	Le poids $W_t = G + \beta P$	$263,15 + (0,2 \times 47,419)$	= 272,634t

Le niveau (02et 03ème étage):

La surface du plancher : S= 239,777 m².

N°	Désignation de l'élément	Formule de calcul	Résultats
01	Plancher	$G \times S = 0,504 \times 244,562$	= 120,848t
02	Poteaux	$N \times b \times h \times \gamma_b \times ht = 24 \times (0,45)^2 \times 2,5 \times 3,06$	= 37,179t
03	Poutres principales	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,3 \times 0,45 \times 2,5 \times [(4,3 \times 5) + (3,9 \times 5) + (4,25 \times 3) + (4,05 \times 3) + (3,70 \times 3)]$	= 25,987t

04	Poutres secondaires	$b_x h x \gamma_b x \sum L = 0,3x0,35x2,5x [(3,9x6)+(3,8x6)+(4x3)+(3,7x3)]$	= 18,19t
05	Les murs extérieurs	$0,7xGm x h x t x \sum L = 0,7x0,276x[(2,61x41,9)+(2,71x32)]$	= 37,88t
06	Les murs voiles (noyau)	$e p x L x h x \gamma_b = (0,2x1,8x2,5x2,71)+(0,2x2,3x2,5x2,61)$	= 5,44t
07	Les escaliers	$(V1+V3) = [(0,10x1,3x2,2x2,5)+0,17x0,3/2x1,3x2,5x3]x2$ =1,927 $V1 = [(0,05x1,3x2,7x2,5)+0,17x0,3/2x1,3x2,5x9] = 1,185$	= 3,112t
08	Le pois G	$G = \sum G_i$	= 248,636t
09	La surcharge P= Q x St	$(0,15x287,492)+(0,25x14,31)$	= 46,70t
10	Le poids W_t = G+βP	$248,636+(0,2x46,70)$	= 257,976t

Le niveau (04et 05ème étage):

La surface du plancher : S= 249,497 m².

N°	Désignation de l'élément	Formule de calcul	Résultats
01	Plancher	$G x S = 0,504 x 249,497$	= 125,746t
02	Poteaux	$N x b x h x \gamma_b x h t = 24x(0,45)^2 x 2,5x3,06$	= 37,179t
03	Poutres principales	$b_x h x \gamma_b x \sum L =$ $0,3x0,45x2,5x[(4,3x5)+(3,9x5)+(4,25x3)+(4,05x3)+(3,70x3)]$	= 25,987t
04	Poutres secondaires	$b_x h x \gamma_b x \sum L = 0,3x0,35x2,5x[(3,9x6)+(3,8x6)+(4x3)+(3,7x3)]$	= 18,19t
05	Les murs extérieurs	$0,7xGm x h x t x \sum L = 0,7x0,276x[(2,61x41,9)+(2,71x32)]$	= 37,88t
06	Les murs voiles(noyau)	$e p x L x h x \gamma_b = (0,2x1,8x2,5x2,71)+(0,2x2,3x2,5x2,61)$	= 5,44t
07	Les escaliers	$(V1+V3) = [(0,10x1,3x2,2x2,5)+0,17x0,3/2x1,3x2,5x3]x2$ =1,927 $V1 = [(0,05x1,3x2,7x2,5)+0,17x0,3/2x1,3x2,5x9] = 1,185$	= 3,112t
08	Le pois G	$G = \sum G_i$	= 253,534t
09	La surcharge P= Q x St	$(0,15x297,212)+(0,25x14,31)$	= 48,159t
10	Le poids W_t = G+βP	$253,534+(0,2x48,159)$	= 263,166t

Le niveau (06ème étage):

La surface du plancher : S_{étage}=173,387 m² ; S_{térasse} = 76,11 m²

N°	Désignation de l'élément	Formule de calcul	Résultats
01	Plancher	$G_E x S_E + G_T x S_T = 0,504 x 173,387+0,531x76,11$	= 127,80t
02	Poteaux	$N x b x h x \gamma_b x h t = 18x(0,40)^2 x 2,5x3,06+(6x(0,40)^2 x 2,5x3,06/2)$	= 25,704t
03	Poutres principales	$b_x h x \gamma_b x \sum L =$ $0,3x0,45x2,5x[(4,3x5)+(3,9x5)+(4,25x3)+(4,05x3)+(3,70x3)]$	= 25,987t
04	Poutres secondaires	$b_x h x \gamma_b x \sum L =$	= 18,427t

		$0,3 \times 0,35 \times 2,5 \times [(3,95 \times 6) + (3,85 \times 6) + (4,05 \times 3) + (3,75 \times 3)]$	
05	Les murs extérieurs	$0,7 \times G_{mx} \times h \times \sum L = 0,7 \times 0,276 \times [(25,8 \times 2,61) + (16,10 \times 2,61/2) + (32 \times 2,71) + (8 \times 2,71/2)]$	= 35,917t
06	Les murs voiles (noyau)	$e_p \times L \times h \times \gamma_b = (0,2 \times 1,8 \times 2,5 \times 2,71) + (0,2 \times 2,3 \times 2,5 \times 2,61)$	= 5,44t
07	Les escaliers	$(V_1 + V_3) = [(0,10 \times 1,3 \times 2,2 \times 2,5) + 0,17 \times 0,3/2 \times 1,3 \times 2,5 \times 3] \times 2 = 1,927$ $V_1 = [(0,05 \times 1,3 \times 2,7 \times 2,5) + 0,17 \times 0,3/2 \times 1,3 \times 2,5 \times 9] = 1,185$	= 3,112t
08	Acrotère	$G_x \sum L = 1,725 \times 24,1$	= 4,157t
09	Le pois G	$G = \sum G_i$	= 246,865t
10	La surcharge P= Q x St	$(0,15 \times 208,517) + (0,25 \times 14,31) + (6,1 \times 88,695) + 6,1 \times 0,069$	= 43,73t
11	Le poids Wt = G+βP	$246,865 + (0,2 \times 43,73)$	= 255,611t

Le niveau (07ème étage):

La surface du plancher : S= 173,387 m².

N°	Désignation de l'élément	Formule de calcul	Résultats
01	Plancher	$G \times S = 0,504 \times 173,387$	= 87,387t
02	Poteaux	$N \times b \times h \times \gamma_b \times h_t = (18 \times (0,40)^2 \times 2,5 \times 3,06)$	= 22,032t
03	Poutres principales	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,3 \times 0,45 \times 2,5 \times [(4,35 \times 5) + (3,95 \times 5) + (4,30 \times 3)]$	= 18,369t
04	Poutres secondaires	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,3 \times 0,35 \times 2,5 \times [(3,95 \times 4) + (3,84 \times 4) + (4,05 \times 3) + (3,75 \times 3)]$	= 14,33t
05	Les murs extérieurs	$0,7 \times G_{mx} \times h \times \sum L = 0,7 \times 0,276 \times [(25,8 \times 2,61) + (32 \times 2,71)]$	= 29,76t
06	Les murs voiles (noyau)	$e_p \times L \times h \times \gamma_b = (0,2 \times 1,8 \times 2,5 \times 2,71) + (0,2 \times 2,3 \times 2,5 \times 2,61)$	= 5,44t
07	Les escaliers	$(V_1 + V_3) = [(0,10 \times 1,3 \times 2,2 \times 2,5) + 0,17 \times 0,3/2 \times 1,3 \times 2,5 \times 3] \times 2 = 1,927$ $V_1 = [(0,05 \times 1,3 \times 2,7 \times 2,5) + 0,17 \times 0,3/2 \times 1,3 \times 2,5 \times 9] = 1,185$	= 3,112t
08	Le pois G	$G = \sum G_i$	= 180,421t
09	La surcharge P= Q x St	$(0,15 \times 208,517) + (0,25 \times 14,31)$	= 34,855t
10	Le poids Wt= G+βP	$180,421 + (0,2 \times 34,855)$	= 187,392

Le niveau (08ème étage):

La surface du plancher : S_{étage}=93,75 m² ; S_{térasses} = 79,637 m²

N°	Désignation de l'élément	Formule de calcul	Résultats
01	Plancher	$G_E \times S_E + G_T \times S_T = 0,504 \times 93,75 + 0,531 \times 79,637$	= 39,537t

02	Poteaux	$N \times b \times h \times \gamma_b \times h_t = (12 \times (0,35)^2 \times 2,5 \times 3,06) + (6 \times (0,35)^2 \times 2,5 \times 3,06 / 2)$	= 14,057t
03	Poutres principales	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,3 \times 0,45 \times 2,5 \times [(4,4 \times 5) + (4 \times 5) + (4,35 \times 3)]$	= 18,579t
04	Poutres secondaires	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,3 \times 0,35 \times 2,5 \times [(4 \times 4) + (3,9 \times 4) + (4,10 \times 3) + (3,8 \times 3)]$	= 14,516t
05	Les murs extérieurs	$0,7 \times G \times m \times h \times \sum L = 0,7 \times 0,276 \times [(25,8 \times 2,61) + (8,5 \times 2,61 / 2) + (16 \times 2,71) + (16 \times 2,71 / 2)]$	= 27,718t
06	Les murs voiles (noyau)	$e \times L \times h \times \gamma_b = (0,2 \times 1,8 \times 2,5 \times 2,71) + (0,2 \times 2,3 \times 2,5 \times 2,61)$	= 5,44t
07	Les escaliers	$(V1 + V3) = [(0,10 \times 1,3 \times 2,2 \times 2,5) + 0,17 \times 0,3 / 2 \times 1,3 \times 2,5 \times 3] \times 2 = 1,927$ $V1 = [(0,05 \times 1,3 \times 2,7 \times 2,5) + 0,17 \times 0,3 / 2 \times 1,3 \times 2,5 \times 9] = 1,185$	= 3,112t
08	Acrotère	$G \times \sum L = 1,725 \times 24,5$	= 4,226t
09	Le pois G	$G = \sum G_i$	= 177,185t
10	La surcharge P= Q x St	$(0,15 \times 16,045) + (0,25 \times 14,31) + (0,1 \times 0,069) + (0,1 \times 92,477)$	= 30,238t
11	Le poids Wt = G+βP	$177,185 + (0,2 \times 30,238)$	= 183,233t

Le niveau (9ème étage):

La surface du plancher : S= 93,75 m².

N°	Désignation de l'élément	Formule de calcul	Résultats
01	Plancher	$G \times S = 0,504 \times 93,75$	= 47,25t
02	Poteaux	$N \times b \times h \times \gamma_b \times h_t = (12 \times (0,35)^2 \times 2,5 \times 3,06)$	= 11,24t
03	Poutres principales	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,3 \times 0,45 \times 2,5 \times [(4,4 \times 3) + (4 \times 3) + (4,35 \times 3)]$	= 12,909t
04	Poutres secondaires	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,3 \times 0,35 \times 2,5 \times [(4 \times 4) + (3,9 \times 4)]$	= 8,295t
05	Les murs extérieurs	$0,7 \times G \times m \times h \times \sum L = 0,7 \times 0,276 \times [(25,8 \times 2,61) + (16 \times 2,71)]$	= 21,387t
06	Les murs voiles (noyau)	$e \times L \times h \times \gamma_b = (0,2 \times 1,8 \times 2,5 \times 2,71) + (0,2 \times 2,3 \times 2,5 \times 2,61)$	= 5,44t
07	Les escaliers	$(V1 + V3) = [(0,10 \times 1,3 \times 2,2 \times 2,5) + 0,17 \times 0,3 / 2 \times 1,3 \times 2,5 \times 3] \times 2 = 1,927$ $V1 = [(0,05 \times 1,3 \times 2,7 \times 2,5) + 0,17 \times 0,3 / 2 \times 1,3 \times 2,5 \times 9] = 1,185$ $\sum V = 3,112 / 2$	= 1,556t
08	Le pois G	$G = \sum G_i$	= 108,077t
09	La surcharge P= Q x St	$(0,15 \times 116,04) + (0,25 \times 14,31)$	= 20,98t
10	Le poids Wt = G+βP	$108,077 + (0,2 \times 20,98)$	= 112,273t

La terrasse :

La surface du plancher : S= 108,06 m²

N°	Désignation de l'élément	Formule de calcul	Résultats
01	Plancher	$G \times S = 0,531 \times 108,06$	= 57,38t
02	Poteaux	$N \times b \times h \times \gamma_b \times h_t = (12 \times (0,35)^2 \times 2,5 \times 3,06 / 2)$	= 5,623t
03	Poutres principales	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L$	= 12,909t
04	Poutres secondaires	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L$	= 8,295t
05	Les murs extérieurs	$0,7 \times G \times m \times h \times \sum L = 0,7 \times 0,276 \times [(25,8 \times 2,61 / 2) + (16 \times 2,71 / 2)]$	= 10,69t
06	Les murs voiles (noyau)	$e \times p \times L \times h \times \gamma_b = (0,2 \times 1,8 \times 2,5 \times 2,71) + (0,2 \times 2,3 \times 2,5 \times 2,61)$	= 5,44t
07	Acrotère	$G \times \sum L = 1,725 \times 41,8$	= 72,105t
08	Le poids G	$G = \sum G_i$	= 104,077t
09	La surcharge P= Q x St	$(0,1 \times 130,35) + (0,1 \times 0,069)$	= 13,042t
10	Le poids Wt = G+βP	$104,077 + (0,2 \times 13,042)$	= 107,435t

Le tableau suivant résume le poids en (t) aux différents niveaux :

Elément	Poids	1 ^{er} niv	2 ^{ème} et 3 ^{ème} niv	4 ^{ème} et 5 ^{ème} niv	6 ^{ème} niv	7 ^{ème} niv	8 ^{ème} niv	9 ^{ème} niv	Terrasse
Acrotère	$Q \times \sum L$	----	----	----	4,157	----	4,226	----	72,105
Plancher	$G \times S$	123,259	120,848	125,746	127,80	87,387	89,537	47,25	57,38
Poteaux	$N \times b \times h \times \gamma_b \times h_t$	42,34	37,17	37,179	25,704	22,032	14,057	11,24	5,623
Poutres principales	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L$	25,987	25,987	25,987	26,308	18,367	18,579	12,909	12,909
Poutres secondaires	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L$	18,19	18,19	18,19	18,427	14,33	14,516	8,295	8,295
Murs extérieurs	$0,7 \times G \times m \times h \times \sum L$	43,95	37,88	37,88	35,917	29,76	27,718	21,387	10,69
Escaliers	$\sum V$	3,112	3,112	3,112	3,112	3,112	3,112	1,556	----
Les murs voile	$e \times p \times L \times h \times \gamma_b$	6,312	5,44	5,44	5,44	5,44	5,44	5,44	5,44
Charge permanente	$G = \sum G_i$	263,15	248,636	253,534	246,865	180,421	177,185	108,077	104,827
Charge d'exploitation	$P = Q \times St$	47,419	46,70	48,159	43,73	34,855	30,238	20,98	13,042
Poids total	$G + \beta \cdot P$	272,634	257,976	263,166	255,611	187,392	183,233	112,273	107,435



Figure IV.01 Concentration des masses sismiques sur la hauteur

7. Calcul des forces sismiques :

Méthodes utilisables: Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

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

Conditions d'application de la méthode statique équivalente

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

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 « RPA 99 Révisées en 2003 » avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les 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 IIb 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.

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

D: facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T.

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

- T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7
- Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique à la figure 4.1 pour un amortissement $\xi = 7\%$.
- η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$
où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quant $\xi = 7\%$, on a $\eta = 0,88$

Tableau IV.1. : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Dans notre cas on prend $\xi = 7$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau suivant : la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Tableau IV.2. : Coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,11	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Soit: $A = 0,10$

R : coefficient de comportement global de la structure :

Sa valeur unique est donnée par le tableau suivant en fonction du système de contreventement en cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite. On prend : $R = 4$ (Portique contreventés par des voiles)

Q: facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est en fonction 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

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau suivant :

Tableau IV.3.: Valeurs des pénalités P_q

Critère	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \text{ (RPA 99 révisées en 2003), \quad Soit : } Q = 1,2$$

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

- h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau suivant.

Tableau IV.4 : Valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau IV.5: Valeurs de T_1 et T_2

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_{1(sec)}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_{2(sec)}$	0,30	0,40	0,50	0,70

T_1, T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site.

S_2 -Sol ferme $\Rightarrow T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,4$ sec.

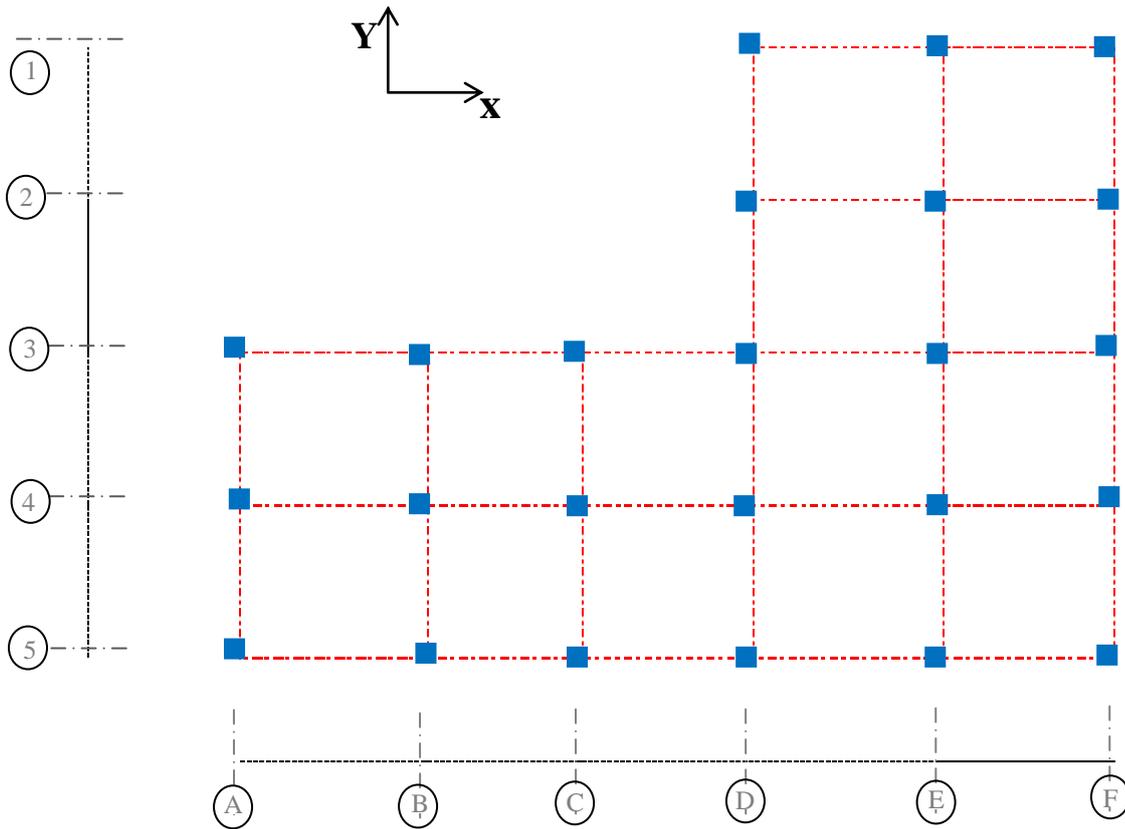
Première variante :

Détermination des poids (Wt) de la structure : pour système mixte (portique et voile)

NB : On calcule la 1^{ère} variante sans des voiles

D'après le logicielle Etabs :

Le poids total est : 2500,13 t



Le tableau 6 résume les masses et les centres de gravités et centre de torsion :

Tableau IV.6.: Les masses et les centres de gravités et centre de torsion de la variante1.

Story	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cum Mass X	Cum Mass Y
STORY1	31,6272	31,6272	12,845	7,063	31,6272	31,6272
STORY2	30,8733	30,8733	12,846	7,074	30,8733	30,8733
STORY3	30,8733	30,8733	12,846	7,074	30,8733	30,8733
STORY4	30,8733	30,8733	12,846	7,074	30,8733	30,8733
STORY5	30,8733	30,8733	12,846	7,074	30,8733	30,8733
STORY6	29,2757	29,2757	13,258	7,181	29,2757	29,2757
STORY7	21,8361	21,8361	16,245	7,942	21,8361	21,8361
STORY8	20,5088	20,5088	16,15	7,579	20,5088	20,5088
STORY9	12,7223	12,7223	15,59	4,369	12,7223	12,7223
STORY10	10,5497	10,5497	15,579	4,356	10,5497	10,5497

XCCM	YCCM	XCR	YCR
12,845	7,063	13,098	5,441
12,846	7,074	13,118	5,321
12,846	7,074	13,128	5,347

12,846	7,074	13,135	5,399
12,846	7,074	13,144	5,462
13,258	7,181	13,169	5,529
16,245	7,942	13,368	5,615
16,15	7,579	13,68	5,695
15,59	4,369	13,997	5,557
15,579	4,356	14,262	5,335

Estimation de la période fondamentale de la structure :

1^{er} formule : $T = C_T \cdot h_n^{3/4}$ Ou : $h_n = 31,45$ m

$C_T = 0,05$ contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé.

Donc : $T = 0,050 \cdot (31,45)^{3/4}$ $T_{x1} = 0,66$ sec

$T_{y1} = 0,66$ sec

2^{er} formule : $T = 0,09 h_n / \sqrt{D}$ Ou : $D_x = 22,80$ m

$D_y = 17,55$ m

Donc : $T_{x2} = 0,09 \times 31,45 / \sqrt{22,80} = 0,59$

$T_{y2} = 0,09 \times 31,45 / \sqrt{17,55} = 0,67$

Alors : $T_x = \min(T_{x1}, T_{x2}) = \min(0,66 ; 0,59) = 0,59$ sec

$T_y = \min(T_{y1}, T_{y2}) = \min(0,66 ; 0,67) = 0,66$ sec

Facteur d'amplification moyen de sol :

$$D_x = 2,5 \eta (T_2 / T_x)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times (0,40 / 0,59)^{2/3} = 1,7$$

$$D_y = 2,5 \eta (T_2 / T_y)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times (0,40 / 0,66)^{2/3} = 1,57$$

Donc : $V_x = (A \cdot D_x \cdot Q / R) W = (0,1 \times 1,7 \times 1,20 / 4) \times 2500,13 = 127,51$ t

$V_y = (A \cdot D_y \cdot Q / R) W = (0,1 \times 1,57 \times 1,20 / 4) \times 2500,13 = 117,76$ t

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

Sens longitudinal : $V_{dx} = 97,26$ t > 80% $V_{st} = 80\% \cdot 127,5 = 102,01$ t...condition non vérifiée

Sens transversal : $V_{dy} = 72,58$ t > 80% $V_{st} = 80\% \cdot 117,76 = 94,20$ t....condition non vérifiée

On doit vérifier aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de période statique fondamentale « T »

$T_{dyn} = 1,245$ sec < 30% $T_x = 1,3 \times 0,59 = 0,767$ sec.....condition non vérifiée

$T_{dyn} = 1,245$ sec < 30% $T_y = 1,3 \times 0,66 = 0,858$ sec.....condition non vérifiée

Calcul des déplacements : Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1,0% de l'hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k \quad \text{avec } \delta_k = R \cdot \delta_{ek} ; R : \text{coefficient de comportement ; } R = 5$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)

Les deux tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal

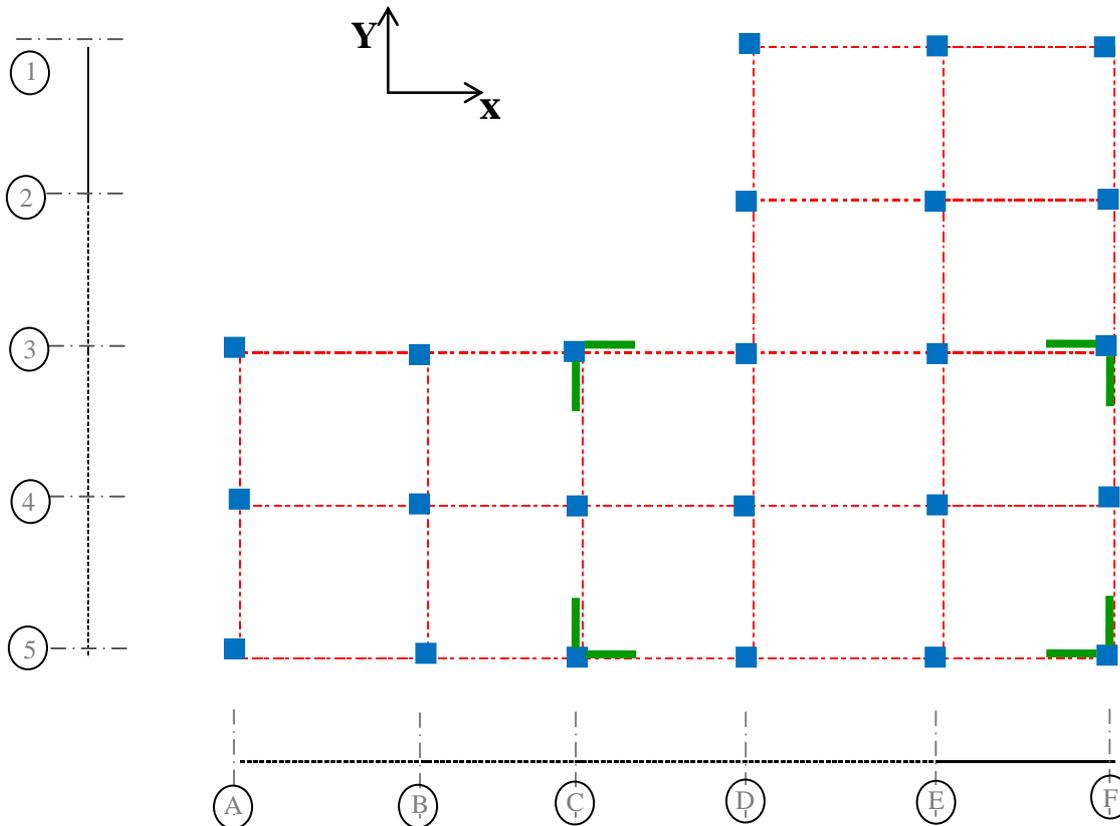
Tableau IV.07: Les déplacements relatifs aux différents niveaux de la variante1.

Sens longitudinal			
Niv	δ_{ek}	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$
10	1,331	6,655	-----
9	1,184	5,920	0,735
8	0,971	4,855	1,065
7	0,853	4,265	0,590
6	0,712	3,560	0,705
5	0,575	2,875	0,685
4	0,437	2,185	0,690
3	0,303	1,515	0,670
2	0,179	0,895	0,620
1	0,074	0,370	0,525

Sens transversal			
Niv	δ_{ek}	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$
10	1,776	8,880	-----
9	1,640	8,200	0,680
8	1,542	7,710	0,490
7	1,400	7,000	0,710
6	1,038	5,190	1,810
5	0,863	4,315	0,875
4	0,676	3,380	0,935
3	0,478	2,390	0,990
2	0,280	1,400	0,990
1	1,108	5,540	4,140

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0% de la hauteur d'étage $1,0\%h_e = 0,0306$ m sauf le 1^{er} niveau dans le sens transversal donc la condition n'est pas vérifiée

Deuxième variante :



Détermination des poids (Wt) de la structure : pour système mixte (portique et voile)

NB : le poids G_t des éléments du système auto stable restera le même dans l'étude des systèmes de contreventement, on ajoute seulement le poids des voiles de 1m dans les différents niveaux

D'après le logicielle Etabs :

Le poids total est : 2650,411 t

Le tableau 8 résume les masses et les centres de gravités et centre de torsion :

Tableau IV.8.: Les masses et les centres de gravités et centre de torsion de la variante2

Story	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY
STORY1	33,4028	33,4028	12,965	6,952	33,4028	33,4028
STORY2	32,4324	32,4324	12,955	6,973	32,4324	32,4324
STORY3	32,4324	32,4324	12,955	6,973	32,4324	32,4324
STORY4	32,4324	32,4324	12,955	6,973	32,4324	32,4324
STORY5	32,4324	32,4324	12,955	6,973	32,4324	32,4324
STORY6	30,8348	30,8348	13,352	7,07	30,8348	30,8348

STORY7	23,3953	23,3953	16,17	7,745	23,3953	23,3953
STORY8	22,0679	22,0679	16,076	7,396	22,0679	22,0679
STORY9	14,2814	14,2814	15,538	4,436	14,2814	14,2814
STORY10	11,3293	11,3293	15,547	4,399	11,3293	11,3293

XCCM	YCCM	XCR	YCR
12,965	6,952	13,875	5,15
12,955	6,973	13,743	5,188
12,955	6,973	13,704	5,234
12,955	6,973	13,689	5,29
12,955	6,973	13,692	5,349
13,352	7,07	13,729	5,41
16,17	7,745	13,873	5,471
16,076	7,396	14,101	5,515
15,538	4,436	14,343	5,475
15,547	4,399	14,539	5,37

Calcul des coefficients de participation modale : On doit vérifiée que : $\sum \alpha_i \geq 90\%$

Sens longitudinal : $\sum \alpha_x = 94,486\% > 90\%$condition vérifiée

Sens transversal : $\sum \alpha_y = 92,834\% > 90\%$condition vérifiée

Calcul de l'effort tranchant pour la méthode statique équivalent :

Estimation de la période fondamentale de la structure :

1^{er} formule : $T = C_T \cdot h_n^{3/4}$ Ou : $h_n = 31,45$ m

$C_T = 0,05$ contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé.

Donc : $T = 0,050 \cdot (31,45)^{3/4}$ $T_{x1} = 0,66$ sec

$T_{y1} = 0,66$ sec

2^{er} formule : $T = 0,09 h_n / \sqrt{D}$ Ou : $D_x = 22,80$ m

$D_y = 17,55$ m

Donc : $T_{x2} = 0,09 \times 31,45 / \sqrt{22,80} = 0,59$

$T_{y2} = 0,09 \times 31,45 / \sqrt{17,55} = 0,67$

Alors : $T_x = \min (T_{x1} , T_{x2}) = \min (0,66 ; 0,59) = 0,59$ sec

$T_y = \min (T_{y1} , T_{y2}) = \min (0,66 ; 0,67) = 0,66$ sec

Facteur d'amplification moyen de sol :

$D_x = 2,5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times (0,40/0,59)^{2/3} = 1,7$

$$D_y = 2,5\eta(T_2/T_y)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times (0,40/0,66)^{2/3} = 1,57$$

Donc : $V_x = (A.D_x.Q / R) W = (0,1 \times 1,7 \times 1,20/4) \times 2650,411 = 135,17 \text{ t}$

$V_y = (A.D_y.Q / R) W = (0,1 \times 1,57 \times 1,20/4) \times 2650,411 = 124,83 \text{ t}$

Sens longitudinal : $V_{dx} = 105,12 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 135,17 = 108,14 \text{ t}$... condition non vérifiée

Sens transversal : $V_{dy} = 85,11 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 124,83 = 99,86 \text{ t}$... condition non vérifiée

On doit vérifiée aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de période statique fondamental « T »

$T_{dyn} = 1,113 \text{ sec} < 30\%T_x = 1,3 \times 0,59 = 0,767 \text{ sec}$condition non vérifiée

$T_{dyn} = 1,113 \text{ sec} < 30\%T_y = 1,3 \times 0,66 = 0,858 \text{ sec}$condition non vérifiée

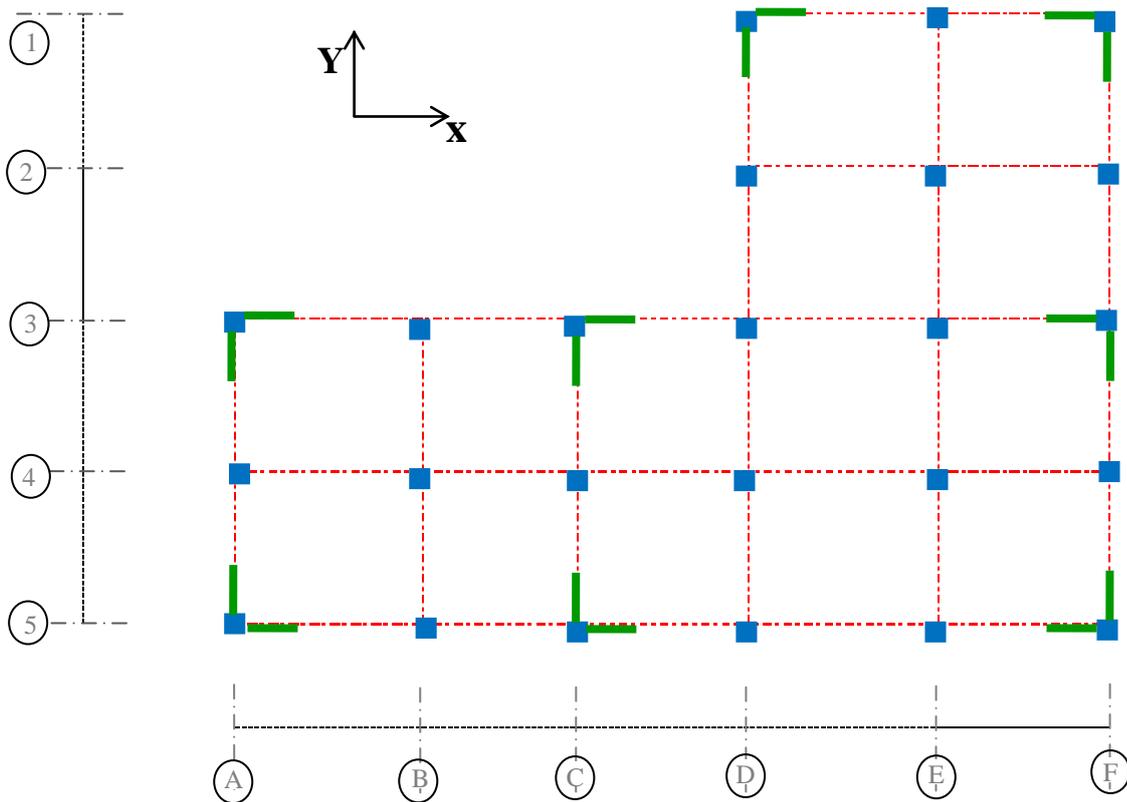
Calcul des déplacements : les deux tableaux suivants résumant les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Tableau IV.9: Les déplacements relatifs aux différents niveaux de la variante 2.

Sens longitudinal				Sens transversal			
Niv	δ_{ek}	$\delta_k = R.\delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	Niv	δ_{ek}	$\delta_k = R.\delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$
10	1,1666	4,6664	-----	10	1,7595	7,0380	-----
9	1,0410	4,1640	0,5024	9	1,6210	6,4840	0,544
8	0,8595	3,4380	0,7260	8	1,5095	6,0380	0,392
7	0,7510	3,0040	0,4340	7	1,3556	5,4224	0,568
6	0,6301	2,5204	0,4836	6	1,0576	4,2304	1,448
5	0,5104	2,0416	0,4788	5	0,8730	3,4920	0,700
4	0,3889	1,5556	0,4860	4	0,6763	2,7052	0,748
3	0,2691	1,0764	0,4792	3	0,4710	1,8840	0,792
2	0,1577	0,6308	0,4456	2	0,2716	1,0864	0,792
1	0,0628	0,2512	0,3796	1	0,1015	0,4060	3,312

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0% de la hauteur d'étage $1,0\%h_e = 0,0306 \text{ m}$ sauf le 1^{er} niveau dans le sens transversal donc la condition n'est pas vérifiée

Troisième variante :



Détermination des poids (Wt) de la structure : pour système mixte (portique et voile)

NB : le poids G_t des éléments du système auto stable restera le même dans l'étude des systèmes de contreventement, on ajoute seulement le poids des voiles de 1m dans les différents niveaux

D'après le logiciel Etabs :

Le poids total est : 2733,579 t

Le tableau 10 résume les masses et les centres de gravités et centre de torsion :

Tableau IV.10.: Les masses et les centres de gravités et centre de torsion de la variante3

Story	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cum Mass X	Cum Mass Y
STORY1	34,8524	34,8524	12,804	7,113	34,8524	34,8524
STORY2	33,6246	33,6246	12,819	7,114	33,6246	33,6246
STORY3	33,6527	33,6527	12,815	7,115	33,6527	33,6527
STORY4	33,7052	33,7052	12,809	7,118	33,7052	33,7052
STORY5	33,7052	33,7052	12,809	7,118	33,7052	33,7052
STORY6	31,7894	31,7894	13,312	7,246	31,7894	31,7894
STORY7	24,0316	24,0316	16,215	7,995	24,0316	24,0316
STORY8	22,3861	22,3861	16,102	7,535	22,3861	22,3861
STORY9	14,2814	14,2814	15,538	4,436	14,2814	14,2814

STORY10	11,3293	11,3293	15,547	4,399	11,3293	11,3293
---------	---------	---------	--------	-------	---------	---------

XCCM	YCCM	XCR	YCR
12,804	7,113	12,628	6,162
12,819	7,114	12,708	5,915
12,815	7,115	12,767	5,876
12,809	7,118	12,824	5,906
12,809	7,118	12,902	5,956
13,312	7,246	13,048	6,019
16,215	7,995	13,266	6,098
16,102	7,535	13,579	6,143
15,538	4,436	13,939	6,059
15,547	4,399	14,252	5,838

Calcul des coefficients de participation modale : On doit vérifiée que : $\sum \alpha_i \geq 90\%$

Sens longitudinal : $\sum \alpha_x = 93,712\% > 90\%$condition vérifiée

Sens transversal : $\sum \alpha_y = 92,361\% > 90\%$condition vérifiée

Calcul de l'effort tranchant pour la méthode statique équivalent :

Estimation de la période fondamentale de la structure :

1^{er} formule : $T = C_T \cdot h_n^{3/4}$ Ou : $h_n = 31,45$ m

$C_T = 0,05$ contreventement assuré partiellement par des voiles

Donc : $T = 0,050 \cdot (31,45)^{3/4}$ $T_{x1} = 0,66$ sec

$T_{y1} = 0,66$ sec

2^{er} formule : $T = 0,09 h_n / \sqrt{D}$ Ou : $D_x = 22,80$ m

$D_y = 17,55$ m

Donc : $T_{x2} = 0,09 \times 31,45 / \sqrt{22,80} = 0,59$

$T_{y2} = 0,09 \times 31,45 / \sqrt{17,55} = 0,67$

Alors : $T_x = \min (T_{x1} , T_{x2}) = \min (0,66 ; 0,59) = 0,59$ sec

$T_y = \min (T_{y1} , T_{y2}) = \min (0,66 ; 0,67) = 0,66$ sec

Facteur d'amplification moyen de sol :

$D_x = 2,5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times (0,40/0,59)^{2/3} = 1,7$

$D_y = 2,5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times (0,40/0,66)^{2/3} = 1,57$

Donc : $V_x = (A \cdot D_x \cdot Q / R) W = (0,1 \times 1,7 \times 1,20/4) \times 2733,579 = 139,41$ t

$V_y = (A \cdot D_y \cdot Q / R) W = (0,1 \times 1,57 \times 1,20/4) \times 2733,579 = 128,75$ t

Sens longitudinal : $V_{dx} = 113,46$ t $> 80\%$ $V_{st} = 80\% \cdot 139,41 = 111,53$ t...condition vérifiée

Sens transversal : $V_{dy} = 88,39 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 128,75 = 103 \text{ t}$ condition non vérifiée

On doit vérifiée aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de période statique fondamental « T »

$$T_{dyn} = 1,05 \text{ sec} < 30\%T_x = 1,3 \times 0,59 = 0,767\text{sec} \dots\dots\dots\text{condition non vérifiée}$$

$$T_{dyn} = 1,05 \text{ sec} < 30\%T_y = 1,3 \times 0,66 = 0,858\text{sec} \dots\dots\dots\text{condition non vérifiée}$$

Calcul des déplacements : les deux tableaux suivants résumant les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Tableau IV.11: Les déplacements relatifs aux différents niveaux de la variante 3.

Sens longitudinal				Sens transversal			
Niv	δ_{ek}	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	Niv	δ_{ek}	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$
10	1,166	4,664	-----	10	1,560	6,240	-----
9	1,041	4,164	0,500	9	1,434	5,736	0,504
8	0,887	3,548	0,616	8	1,333	5,332	0,404
7	0,777	3,108	0,440	7	1,197	4,788	0,544
6	0,647	2,588	0,520	6	0,920	3,680	1,108
5	0,552	2,088	0,500	5	0,749	2,996	0,684
4	0,396	1,584	0,504	4	0,579	2,316	0,680
3	0,272	1,088	0,496	3	0,400	1,600	0,716
2	0,157	0,628	0,460	2	0,229	0,916	0,684
1	0,060	0,240	0,388	1	0,085	0,340	0,576

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0% de la hauteur d'étage $1,0\%h_e = 0,0306 \text{ m}$; donc la condition est vérifiée.

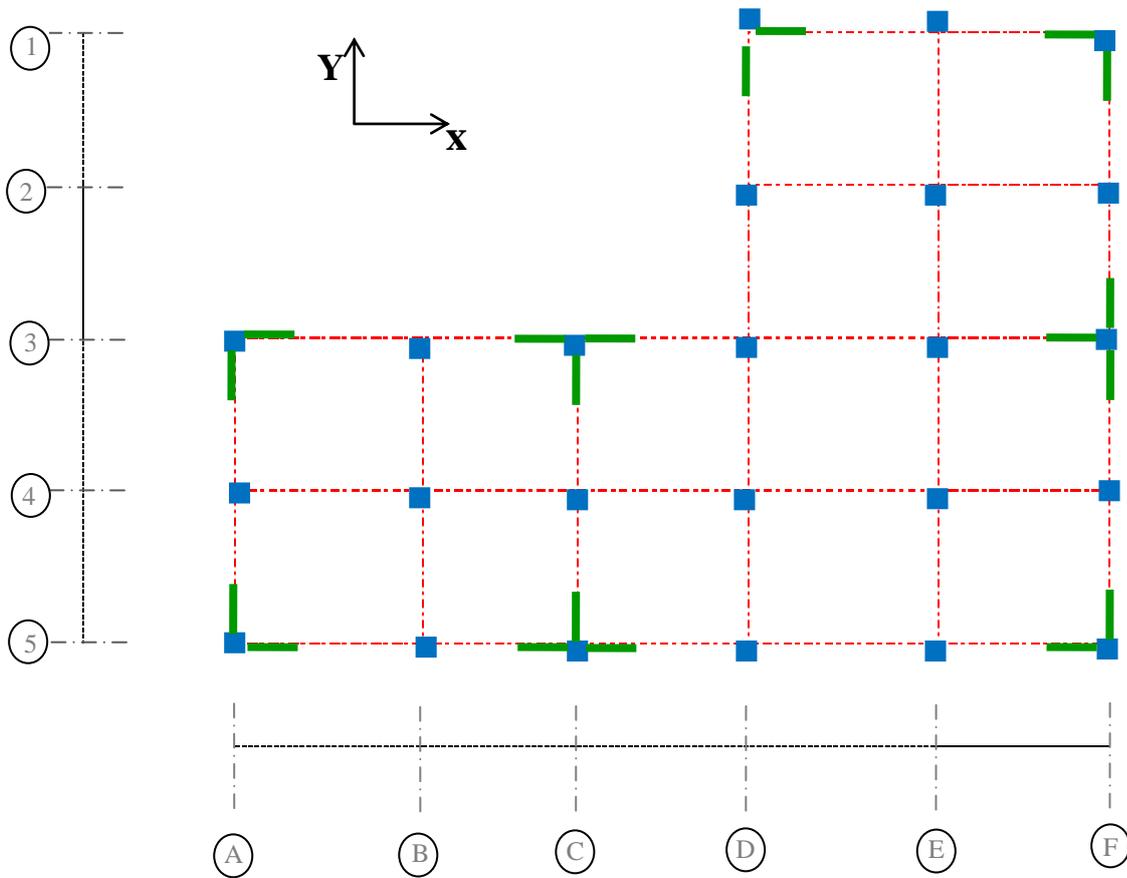
Quatrième variante :

Détermination des poids (Wt) de la structure : pour système mixte (portique et voile)

NB : le poids G_t des éléments du système auto stable restera le même dans l'étude des systèmes de contreventement, on ajoute seulement le poids des voiles de 1m dans les différents niveaux

D'après le logicielle Etabs :

Le poids total est : 2765,005 t



Le tableau 12 résume les masses et les centres de gravités et centre de torsion :

Tableau IV.12.: Les masses et les centres de gravités et centre de torsion de la variante 4

Story	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY
STORY1	35,3959	35,3959	12,805	7,097	35,3959	35,3959
STORY2	34,1825	34,1825	12,81	7,104	34,1825	34,1825
STORY3	34,1825	34,1825	12,81	7,104	34,1825	34,1825
STORY4	34,1825	34,1825	12,81	7,104	34,1825	34,1825
STORY5	34,1825	34,1825	12,81	7,104	34,1825	34,1825
STORY6	32,1076	32,1076	13,332	7,243	32,1076	32,1076
STORY7	24,1907	24,1907	16,256	8,004	24,1907	24,1907
STORY8	22,4656	22,4656	16,125	7,542	22,4656	22,4656
STORY9	14,2814	14,2814	15,538	4,436	14,2814	14,2814
STORY10	11,3293	11,3293	15,547	4,399	11,3293	11,3293

XCCM	YCCM	XCR	YCR
12,805	7,097	13,366	5,918
12,81	7,104	13,377	5,744

12,81	7,104	13,378	5,733
12,81	7,104	13,396	5,769
12,81	7,104	13,444	5,823
13,332	7,243	13,564	5,889
16,256	8,004	13,76	5,97
16,125	7,542	14,042	6,022
15,538	4,436	14,36	5,946
15,547	4,399	14,604	5,738

Calcul des coefficients de participation modale : On doit vérifiée que : $\sum \alpha_i \geq 90\%$

Sens longitudinal : $\sum \alpha_x = 93,472\% > 90\%$condition vérifiée

Sens transversal : $\sum \alpha_y = 92,233\% > 90\%$condition vérifiée

Calcul de l'effort tranchant pour la méthode statique équivalent :

Estimation de la période fondamentale de la structure :

1^{er} formule : $T = C_T \cdot h_n^{3/4}$ Ou : $h_n = 31,45$ m

$C_T = 0,05$...contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé.

Donc : $T = 0,050 \cdot (31,45)^{3/4}$ $T_{x1} = 0,66$ sec

$T_{y1} = 0,66$ sec

2^{er} formule : $T = 0,09 h_n / \sqrt{D}$ Ou : $D_x = 22,80$ m

$D_y = 17,55$ m

Donc : $T_{x2} = 0,09 \times 31,45 / \sqrt{22,80} = 0,59$

$T_{y2} = 0,09 \times 31,45 / \sqrt{17,55} = 0,67$

Alors : $T_x = \min (T_{x1} , T_{x2}) = \min (0,66 ; 0,59) = 0,59$ sec

$T_y = \min (T_{y1} , T_{y2}) = \min (0,66 ; 0,67) = 0,66$ sec

Facteur d'amplification moyen de sol :

$D_x = 2,5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times (0,40/0,59)^{2/3} = 1,7$

$D_y = 2,5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times (0,40/0,66)^{2/3} = 1,57$

Donc : $V_x = (A \cdot D_x \cdot Q / R) W = (0,1 \times 1,7 \times 1,20/4) \times 2765,005 = 141,06$ t

$V_y = (A \cdot D_y \cdot Q / R) W = (0,1 \times 1,57 \times 1,20/4) \times 2765,005 = 130,23$ t

Sens longitudinal : $V_{dx} = 114,69$ t $> 80\% V_{st} = 80\% \cdot 141,06 = 112,84$ t... condition vérifiée

Sens transversal : $V_{dy} = 94,22$ t $> 80\% V_{st} = 80\% \cdot 130,23 = 104,184$ tcondition non vérifiée

On doit vérifiée aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de période statique fondamentale « T »

$T_{dyn} = 1,012$ sec $< 30\% T_x = 1,3 \times 0,59 = 0,767$ sec.....condition non vérifiée

$T_{dyn} = 1,012 \text{ sec} < 30\%T_y = 1,3 \times 0,66 = 0,858\text{sec}$condition non vérifiée

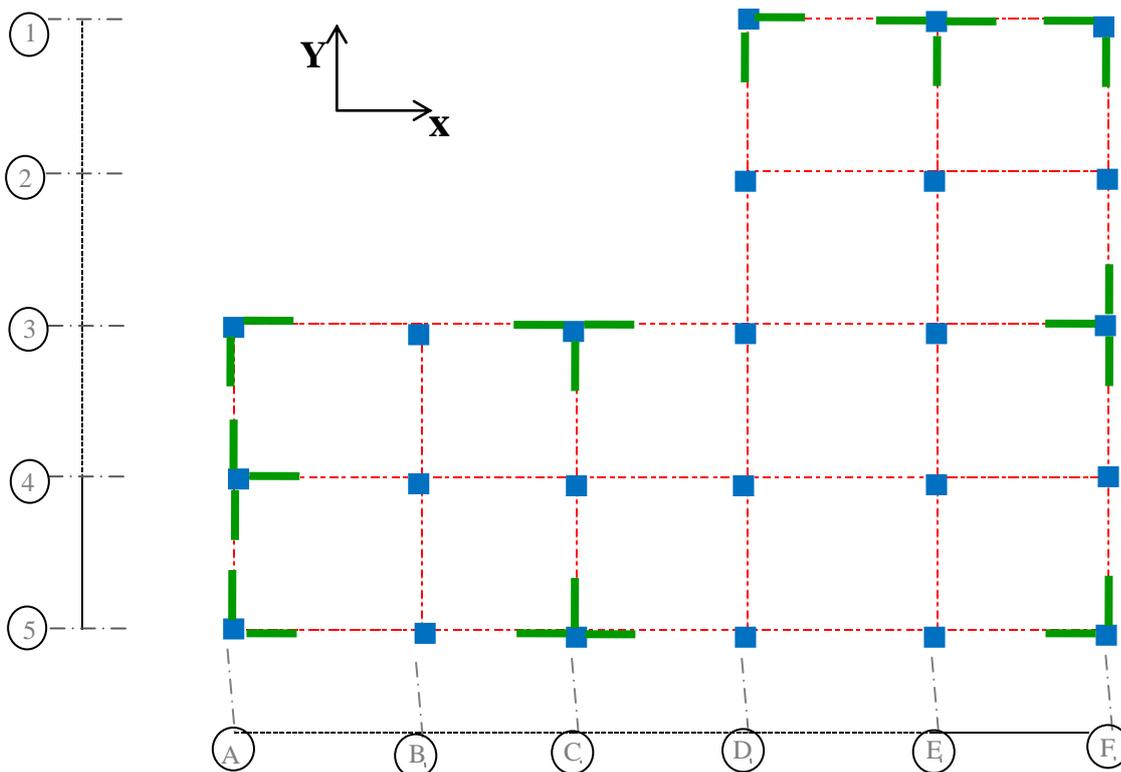
Calcul des déplacements : les deux tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Tableau IV.13: Les déplacements relatifs aux différents niveaux de la variante 4.

Sens longitudinal				Sens transversal			
Niv	δ_{ek}	$\delta_k = R.\delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	Niv	δ_{ek}	$\delta_k = R.\delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$
10	1,121	4,484	-----	10	1,523	6,092	-----
9	0,998	3,992	0,492	9	1,399	5,596	0,496
8	0,842	3,368	0,624	8	1,296	5,184	0,412
7	0,735	2,940	0,428	7	1,163	4,652	0,532
6	0,647	2,588	0,352	6	0,917	3,668	0,984
5	0,610	2,440	0,148	5	0,753	3,012	0,656
4	0,371	1,484	0,956	4	0,582	2,328	0,684
3	0,254	1,016	0,468	3	0,403	1,612	0,716
2	0,146	0,584	0,432	2	0,230	0,920	0,692
1	0,056	0,224	0,360	1	0,085	0,340	0,580

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0% de la hauteur d'étage $1,0\%h_e = 0,0306 \text{ m}$; donc la condition est vérifiée.

Cinquième variante :



Détermination des poids (Wt) de la structure : pour système mixte (portique et voile).

Le poids G_i des éléments du système auto stable restera le même dans l'étude des systèmes de contreventement, on ajoute seulement le poids des voiles de 1m dans les différents niveaux.

D'après le logicielle Etabs : Le poids total est : 2828,375 t

Le tableau 14 résume les masses et les centres de gravités et centre de torsion :

Tableau IV.14.: Les masses et les centres de gravités et centre de torsion de la variante 5

Story	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cum Mass X	Cum Mass Y
STORY1	36,4831	36,4831	12,69	7,208	36,4831	36,4831
STORY2	35,137	35,137	12,705	7,205	35,137	35,137
STORY3	35,137	35,137	12,705	7,205	35,137	35,137
STORY4	35,137	35,137	12,705	7,205	35,137	35,137
STORY5	35,137	35,137	12,705	7,205	35,137	35,137
STORY6	32,8235	32,8235	13,299	7,368	32,8235	32,8235
STORY7	24,668	24,668	16,284	8,184	24,668	24,668
STORY8	22,7042	22,7042	16,141	7,644	22,7042	22,7042
STORY9	14,2814	14,2814	15,538	4,436	14,2814	14,2814
STORY10	11,3293	11,3293	15,547	4,399	11,3293	11,3293

XCCM	YCCM	XCR	YCR
12,69	7,208	11,81	7,036
12,705	7,205	11,718	6,85
12,705	7,205	11,609	6,889
12,705	7,205	11,525	6,998
12,705	7,205	11,491	7,125
13,299	7,368	11,566	7,268
16,284	8,184	11,831	7,466
16,141	7,644	12,318	7,64
15,538	4,436	13,021	7,427
15,547	4,399	13,705	6,8

Calcul des coefficients de participation modale : On doit vérifiée que : $\sum \alpha_i \geq 90\%$

Sens longitudinal : $\sum \alpha_x = 93,083\% > 90\%$condition vérifiée

Sens transversal : $\sum \alpha_y = 92,053\% > 90\%$condition vérifiée

Calcul de l'effort tranchant pour la méthode statique équivalent :

Estimation de la période fondamentale de la structure :

1^{er} formule : $T = C_T \cdot h_n^{3/4}$ Ou : $h_n = 31,45$ m

$C_T = 0,05$ contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé.

$$\text{Donc : } T = 0,050 \cdot (31,45)^{3/4} \quad T_{x1} = 0,66 \text{ sec}$$

$$T_{y1} = 0,66 \text{ sec}$$

$$\mathbf{2^{er} formule : } \quad T = 0,09 h_n / \sqrt{D} \quad \text{Ou : } D_x = 22,80 \text{ m}$$

$$D_y = 17,55 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } T_{x2} = 0,09 \times 31,45 / \sqrt{22,80} = 0,59$$

$$T_{y2} = 0,09 \times 31,45 / \sqrt{17,55} = 0,67$$

$$\text{Alors : } T_x = \min (T_{x1} , T_{x2}) = \min (0,66 ; 0,59) = 0,59 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (T_{y1} , T_{y2}) = \min (0,66 ; 0,67) = 0,66 \text{ sec}$$

Facteur d'amplification moyen de sol :

$$D_x = 2,5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times (0,40/0,59)^{2/3} = 1,7$$

$$D_y = 2,5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times (0,40/0,66)^{2/3} = 1,57$$

$$\text{Donc : } V_x = (A \cdot D_x \cdot Q / R) W = (0,1 \times 1,7 \times 1,20/4) \times 2828,375 = 144,25 \text{ t}$$

$$V_y = (A \cdot D_y \cdot Q / R) W = (0,1 \times 1,57 \times 1,20/4) \times 2828,375 = 133,22 \text{ t}$$

Sens longitudinal : $V_{dx} = 122,81 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 144,25 = 115,4 \text{ t}$ condition vérifiée

Sens transversal : $V_{dy} = 95,05 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 133,22 = 106,58 \text{ t}$.condition non vérifiée

On doit vérifiée aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de période statique fondamentale « T »

$$T_{dyn} = 0,961 \text{ sec} < 30\% T_x = 1,3 \times 0,59 = 0,767 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

$$T_{dyn} = 0,961 \text{ sec} < 30\% T_y = 1,3 \times 0,66 = 0,858 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

Calcul des déplacements : les deux tableaux suivants résumant les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal

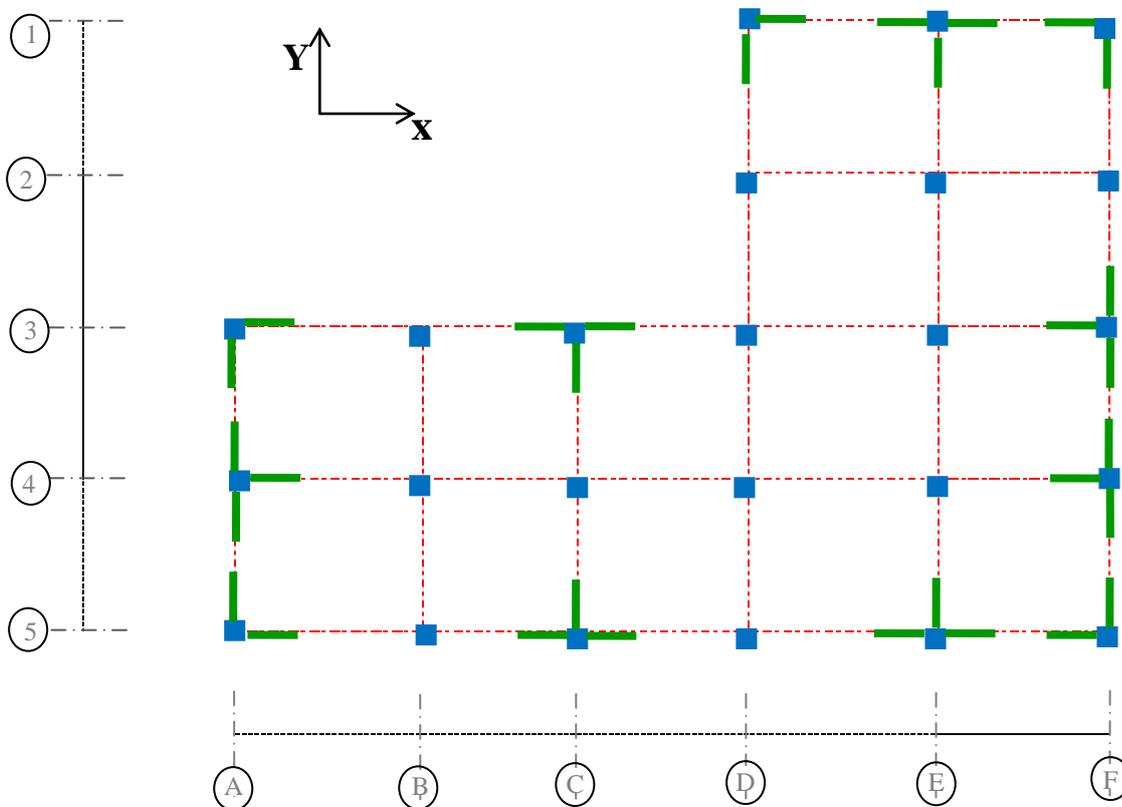
Tableau IV.15: Les déplacements relatifs aux différents niveaux de la variante 5

Sens longitudinal			
Niv	δ_{ek}	$\delta_k = R.\delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$
10	1,1117	4,4468	-----
9	0,9893	3,9572	0,4896
8	0,7863	3,1452	0,8120
7	0,6809	2,7236	0,4216
6	0,5724	2,2896	0,4340
5	0,4613	1,8452	0,4444
4	0,3481	1,3924	0,4528
3	0,2381	0,9524	0,4400
2	0,1366	0,5464	0,4060
1	0,0520	0,2080	0,3384

Sens transversal			
Niv	δ_{ek}	$\delta_k = R.\delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$
10	1,3662	5,4648	-----
9	1,2519	5,0076	0,4572
8	1,1627	4,6508	0,3568
7	1,0448	4,1792	0,4716
6	0,8006	3,2024	0,9768
5	0,6465	2,5860	0,6164
4	0,5004	2,0016	0,5844
3	0,3476	1,3904	0,6112
2	0,1991	0,7964	0,5940
1	0,0734	0,2936	0,5028

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0% de la hauteur d'étage $1,0\%h_e = 0,0306 \text{ m}$; donc la condition est vérifiée.

Sixième variante :



Détermination des poids (Wt) de la structure : pour système mixte (portique et voile). Le poids G_t des éléments du système auto stable restera le même dans l'étude des systèmes de contreventement, on ajoute seulement le poids des voiles dans les différents niveaux

D'après le logicielle Etabs : Le poids total est : 2920,385 t

Le tableau 16 résume les masses et les centres de gravités et centre de torsion :

Tableau IV.16.: Les masses et les centres de gravités et centre de torsion de la variante 6

Story	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY
STORY1	37,5702	37,5702	12,901	7,064	37,5702	37,5702
STORY2	36,0916	36,0916	12,898	7,074	36,0916	36,0916
STORY3	36,0916	36,0916	12,898	7,074	36,0916	36,0916
STORY4	36,0916	36,0916	12,898	7,074	36,0916	36,0916
STORY5	36,0916	36,0916	12,898	7,074	36,0916	36,0916
STORY6	33,778	33,778	13,489	7,223	33,7780	33,7780
STORY7	25,6226	25,6226	16,422	7,963	25,6226	25,6226
STORY8	23,6588	23,6588	16,297	7,427	23,6588	23,6588
STORY9	15,236	15,236	15,817	4,300	15,2360	15,2360
STORY10	11,8065	11,8065	15,727	4,313	11,8065	11,8065

XCCM	YCCM	XCR	YCR
12,901	7,064	13,235	6,405
12,898	7,074	13,191	6,311
12,898	7,074	13,161	6,347
12,898	7,074	13,158	6,42
12,898	7,074	13,202	6,5
13,489	7,223	13,353	6,584
16,422	7,963	13,681	6,686
16,297	7,427	14,229	6,746
15,817	4,3	15,049	6,48
15,727	4,313	15,935	5,899

Calcul des coefficients de participation modale : On doit vérifiée que : $\sum \alpha_i \geq 90\%$

Sens longitudinal : $\sum \alpha_x = 93,068\% > 90\%$condition vérifiée

Sens transversal : $\sum \alpha_y = 92,141\% > 90\%$condition vérifiée

Calcul de l'effort tranchant pour la méthode statique équivalent :

Estimation de la période fondamentale de la structure :

1^{er} formule : $T = C_T \cdot h_n^{3/4}$ Ou : $h_n = 31,45$ m

$C_T = 0,05$ contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé.

$$\text{Donc : } T = 0,050 \cdot (31,45)^{3/4} \quad T_{x1} = 0,66 \text{sec}$$

$$T_{y1} = 0,66 \text{sec}$$

$$\mathbf{2^{er} formule : } \quad T = 0,09 h_n / \sqrt{D} \quad \text{Ou : } D_x = 22,80 \text{ m}$$

$$D_y = 17,55 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } T_{x2} = 0,09 \times 31,45 / \sqrt{22,80} = 0,59$$

$$T_{y2} = 0,09 \times 31,45 / \sqrt{17,55} = 0,67$$

$$\text{Alors : } T_x = \min (T_{x1} , T_{x2}) = \min (0,66 ; 0,59) = 0,59 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (T_{y1} , T_{y2}) = \min (0,66 ; 0,67) = 0,66 \text{ sec}$$

Facteur d'amplification moyen de sol :

$$D_x = 2,5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times (0,40/0,59)^{2/3} = 1,7$$

$$D_y = 2,5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times (0,40/0,66)^{2/3} = 1,57$$

$$\text{Donc : } V_x = (A \cdot D_x \cdot Q / R) W = (0,1 \times 1,7 \times 1,20/4) \times 2920,385 = 148,94 \text{t}$$

$$V_y = (A \cdot D_y \cdot Q / R) W = (0,1 \times 1,57 \times 1,20/4) \times 2920,385 = 137,55 \text{t}$$

Sens longitudinal : $V_{dx} = 139,01 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 148,94 = 119,15 \text{ t}$...condition vérifiée

Sens transversal : $V_{dy} = 110,44 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 137,55 = 110,04 \text{ t}$...condition vérifiée

On doit vérifiée aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de période statique fondamentale « T »

$$T_{dyn} = 0,849 \text{ sec} < 30\% T_x = 1,3 \times 0,59 = 0,767 \text{sec} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

$$T_{dyn} = 0,849 \text{ sec} < 30\% T_y = 1,3 \times 0,66 = 0,858 \text{sec} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Calcul des déplacements : les deux tableaux suivants résumant les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Tableau IV.17: Les déplacements relatifs aux différents niveaux de la variante 6

Sens longitudinal				Sens transversal			
Niv	δ_{ek}	$\delta_k = R.\delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	Niv	δ_{ek}	$\delta_k = R.\delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$
10	0,911	3,644	-----	10	1,242	4,968	-----
9	0,830	3,320	0,324	9	1,146	4,584	0,384
8	0,720	2,880	0,440	8	1,053	4,212	0,372
7	0,639	2,556	0,324	7	0,943	3,772	0,440
6	0,541	2,164	0,392	6	0,760	3,040	0,732
5	0,440	1,760	0,404	5	0,624	2,496	0,544
4	0,337	1,348	0,412	4	0,481	1,924	0,572
3	0,233	0,932	0,416	3	0,334	1,336	0,588
2	0,135	0,540	0,392	2	0,191	0,764	0,572
1	0,052	0,208	0,332	1	0,070	0,280	0,484

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0% de la hauteur d'étage $1,0\%h_e = 0,0306$ m ; donc la condition est vérifiée.

Septième variante :

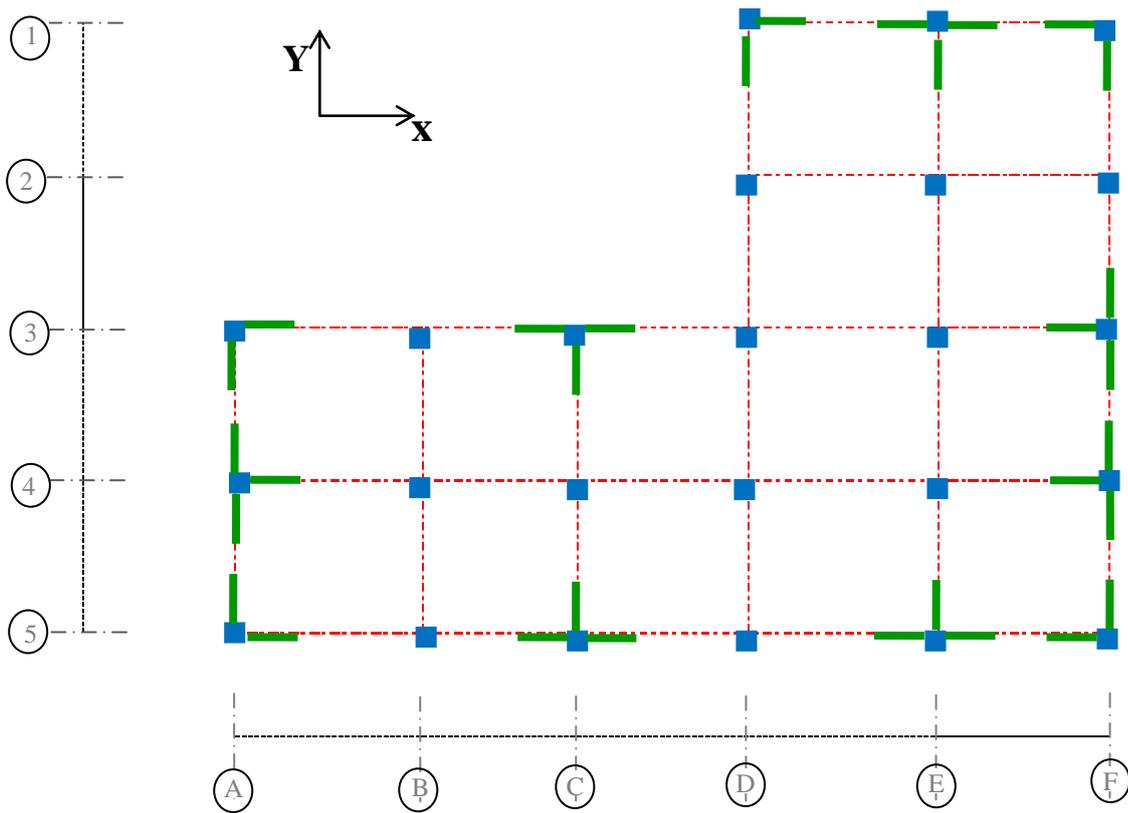
On augmente les dimensions des voiles de 1,00 à 1,50 m.

Détermination des poids (Wt) de la structure : pour système mixte (portique et voile)

NB : le poids G_i des éléments du système auto stable restera le même dans l'étude des systèmes de contreventement, on ajoute seulement le poids des voiles dans les différents niveaux

D'après le logicielle Etabs :

Le poids total est : 3106,985t



Le tableau 18 résume les masses et les centres de gravités et centre de torsion :

Tableau IV.18.: Les masses et les centres de gravités et centre de torsion de la variante 6

Story	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cum Mass X	Cum Mass Y
STORY1	40,2337	40,2337	12,928	7,067	40,2337	40,2337
STORY2	38,4302	38,4302	12,922	7,076	38,4302	38,4302
STORY3	38,4302	38,4302	12,922	7,076	38,4302	38,4302
STORY4	38,4302	38,4302	12,922	7,076	38,4302	38,4302
STORY5	38,4302	38,4302	12,922	7,076	38,4302	38,4302
STORY6	35,7826	35,7826	13,582	7,241	35,7826	35,7826
STORY7	27,293	27,293	16,503	7,975	27,293	27,293
STORY8	25,027	25,027	16,369	7,372	25,027	25,027
STORY9	16,3019	16,3019	15,924	4,261	16,3019	16,3019
STORY10	12,3395	12,3395	15,801	4,287	12,3395	12,3395

XCCM	YCCM	XCR	YCR
12,928	7,067	13,611	6,926
12,922	7,076	13,66	7,047
12,922	7,076	13,679	7,191
12,922	7,076	13,725	7,307
12,922	7,076	13,823	7,393
13,582	7,241	14,034	7,466
16,503	7,975	14,557	7,536
16,369	7,372	15,362	7,567
15,924	4,261	16,532	7,089
15,801	4,287	17,708	6,203

Calcul des coefficients de participation modale : On doit vérifiée que : $\sum \alpha_i \geq 90\%$

Sens longitudinal : $\sum \alpha_x = 92,537\% > 90\%$condition vérifiée

Sens transversal : $\sum \alpha_y = 92,081\% > 90\%$condition vérifiée

Calcul de l'effort tranchant pour la méthode statique équivalent :

Estimation de la période fondamentale de la structure :

1^{er} formule : $T = C_T \cdot h_n^{3/4}$ Ou : $h_n = 31,45$ m

$C_T = 0,05$ contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé.

Donc : $T = 0,050 \cdot (31,45)^{3/4}$ $T_{x1} = 0,66$ sec

$T_{y1} = 0,66$ sec

2^{er} formule : $T = 0,09 h_n / \sqrt{D}$ Ou : $D_x = 22,80$ m

$D_y = 17,55$ m

Donc : $T_{x2} = 0,09 \times 31,45 / \sqrt{22,80} = 0,59$

$T_{y2} = 0,09 \times 31,45 / \sqrt{17,55} = 0,67$

Alors : $T_x = \min (T_{x1} , T_{x2}) = \min (0,66 ; 0,59) = 0,59$ sec

$T_y = \min (T_{y1} , T_{y2}) = \min (0,66 ; 0,67) = 0,66$ sec

Facteur d'amplification moyen de sol :

$D_x = 2,5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times (0,40/0,59)^{2/3} = 1,7$

$D_y = 2,5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times (0,40/0,66)^{2/3} = 1,57$

Donc : $V_x = (A \cdot D_x \cdot Q / R) W = (0,1 \times 1,7 \times 1,20/4) \times 3106,985 = 158,46$ t

$V_y = (A \cdot D_y \cdot Q / R) W = (0,1 \times 1,57 \times 1,20/4) \times 3106,985 = 146,34$ t

Sens longitudinal : $V_{dx} = 161,87$ t $> 80\% V_{st} = 80\% \cdot 158,46 = 126,77$ t...condition vérifiée

Sens transversal : $V_{dy} = 146,43$ t $> 80\% V_{st} = 80\% \cdot 146,34 = 117,07$ t....condition vérifiée

On doit vérifiée aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de période statique fondamental « T »

$$T_{dyn} = 0,595 \text{ sec} < 30\%T_x = 1,3 \times 0,59 = 0,767\text{sec} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$T_{dyn} = 0,595 \text{ sec} < 30\%T_y = 1,3 \times 0,66 = 0,858\text{sec} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Calcul des déplacements : les deux tableaux suivants résumant les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Tableau IV.19: Les déplacements relatifs aux différents niveaux de la variante 7

Sens longitudinal				Sens transversal			
Niv	δ_{ek}	$\delta_k = R.\delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	Niv	δ_{ek}	$\delta_k = R.\delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$
10	0,710	2,840	-----	10	0,818	3,272	-----
9	0,647	2,588	0,252	9	0,744	2,976	0,296
8	0,534	2,136	0,452	8	0,670	2,680	0,296
7	0,465	1,860	0,276	7	0,591	2,364	0,316
6	0,399	1,596	0,264	6	0,489	1,956	0,408
5	0,324	1,296	0,300	5	0,400	1,600	0,356
4	0,245	0,980	0,316	4	0,306	1,224	0,376
3	0,168	0,672	0,308	3	0,211	0,844	0,380
2	0,096	0,384	0,288	2	0,120	0,480	0,364
1	0,037	0,148	0,236	1	0,045	0,180	0,300

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0% de la hauteur d'étage $1,0\%h_e = 0,0306 \text{ m}$; donc la condition est vérifiée.

Tableau IV.20: Les déplacements relatifs de chaque variante :

Niv	Variante 1		Variante 2		Variante 3		Variante 4		Variante 5		Variante 6		Variante 7	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
10	6,655	8,880	4,666	7,038	4,664	6,240	4,484	6,092	4,446	5,464	3,644	4,968	2,840	3,272
9	5,920	8,200	4,164	6,484	4,164	5,736	3,992	5,596	3,967	5,007	3,320	4,584	2,588	2,976
8	4,855	7,710	3,438	6,038	3,548	5,332	3,368	5,184	3,145	4,650	2,880	4,212	2,136	2,680
7	4,265	7,000	3,004	5,422	3,108	4,788	2,940	4,652	2,723	4,179	2,556	3,772	1,860	2,364
6	3,560	5,190	2,520	4,230	2,588	3,680	2,588	3,668	2,289	3,202	2,164	3,040	1,596	1,956
5	2,875	4,315	2,041	3,492	2,088	2,996	2,440	3,012	1,845	2,586	1,760	2,496	1,296	1,600
4	2,185	3,380	1,555	2,705	1,584	2,316	1,484	2,328	1,392	2,001	1,348	1,924	0,980	1,224

3	1,515	2,390	1,076	1,884	1,088	1,600	1,016	1,612	0,952	1,390	0,932	1,336	0,672	0,844
2	0,895	1,400	0,630	1,086	0,628	0,916	0,584	0,920	0,546	0,796	0,540	0,764	0,384	0,480
1	0,370	5,540	0,251	0,406	0,240	0,340	0,224	0,340	0,208	0,293	0,208	0,280	0,148	0,180

Chapitre V

Chapitre V : Etude des portiques

1. Chargement des portiques :

Etude sous charges verticales et horizontales : L'étude sous charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts, qui sollicitent les éléments (poteaux, poutres) dans les différents nœuds et travées. Pour déterminer les sollicitations on a utilisé le programme ETABS ce qui nous a permis de calculer les portiques.

Les combinaisons de calcul : Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessus, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements BAEL 91 et RPA99 version 2003.

- **Poutre :** Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL91) : $1,35G + 1,5Q$
Sollicitation du 2^{ème} genre [RPA99 (version 2003)] : $0,8G \pm E$
 $G + Q \pm E$
- **Poteaux :** Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL91) : $1,35G + 1,5Q$
Sollicitation du 2^{ème} genre [RPA99 (version 2003)] : $G + Q \pm 1,2 E$
 $0,8G \pm E$

1.1. Sens longitudinal : " poutre principale "

Portique de rive : 5 (A-F)

Niveau	Etage courant			
	G		Q	
1 ^{er} -5 ^{ème} 5(AF)	Plancher : $4,05/2 \times 0,504 = 1,021$ Murs : $2,61 \times 0,276 \times 0,7 = 0,504$	1,525	0,15x4,05/2	0,304
6 ^{ème} 5(AC)E 5(CF)T	Plancher=1,021 Murs=0,504	1,525	0,15x4,05/2	0,304
7 ^{ème} -9 ^{ème} 5(CF)	Plancher=1,021 Murs=0,504	1,525	0,15x4,05/2	0,304
Terrasse 5(CF)	/	/	/	/
Niveau	Terrasse			
1 ^{er} -5 ^{ème} 5(AF)	/	/	/	/
6 ^{ème} 5(AC)E 5(CF)T	P= $4,05/2 \times 0,531 = 1,075$ Acrotère : $0,069 \times 2,5 = 0,17$	1,245	0,1x4,05/2	0,202
7 ^{ème} -9 ^{ème} 5(CF)	/	/	/	/
Terrasse 5(CF)	P= $4,05/2 \times 0,531 = 1,075$ Acrotère : $0,069 \times 2,5 = 0,17$	1,245	0,1x4,05/2	0,202

Portique de rive : 3 (A-F)

Niveau	La charge			
	Etage courant			
	G		Q	
1 ^{er} -5 ^{ème} 5(AF)	Plancher : $3,95/2 \times 0,504 = 1,995$ Murs : $2,61 \times 0,276 \times 0,7 = 0,504$	2,499	$0,15 \times 3,95/2$	0,296
6 ^{ème} 3(CD)E 3(AC)T	Plancher = 1,995 Murs = 0,504	2,499	$0,15 \times 3,95/2$	0,296
7 ^{ème} -8 ^{ème} 3(CD)	Plancher = 1,995 Murs = 0,504	2,499	$0,15 \times 3,95/2$	0,296
9 ^{ème} 3(CF)	Plancher = 1,995 Murs = 0,504	2,499	$0,15 \times 3,95/2$	0,296
1 ^{ère} -7 ^{ème} 3(DF) inter	Plancher : $3,95 + 4,15/2 \times 0,504$	2,04	$3,95 + 4,15/2 \times 0,15$	0,607
8 ^{ème} 3(DF)	Plancher : $3,95/2 \times 0,504 + 4,15/2 \times 0,531 = 2,097$ Murs : $2,61 \times 0,276 \times 0,7 = 0,504$	2,601	$3,95 + 4,15/2 \times 0,15$	0,607
	Terrasse			
6 ^{ème} 3(CD)E 3(AC)T	P = $3,95/2 \times 0,531 = 1,049$ Acrotère : $0,069 \times 2,5 = 0,17$	1,219	$0,1 \times 3,95/2$	0,197
Terrasse 3(CF)	P = $3,95/2 \times 0,531 = 1,049$ Acrotère : $0,069 \times 2,5 = 0,17$	1,219	$0,1 \times 3,95/2$	0,197

Portique de rive : 1 (D-F)

Niveau	La charge			
	Etage			
	G		Q	
1 ^{ère} -7 ^{ème}	Plancher : $3,85/2 \times 0,504 = 0,97$ Murs : $2,61 \times 0,276 \times 0,7 = 0,504$	1,474	$3,85/2 \times 0,15$	0,289
	Terrasse			
8 ^{ème}	Plancher : $3,85/2 \times 0,531 = 1,022$ Acrotère : $0,069 \times 2,5 = 0,17$	1,192	$0,1 \times 3,85/2$	0,192

Portique intermédiaire : 4 (A-F)

Niveau	La charge			
	Etage			
	G		Q	
1 ^{ère} -5 ^{ème} 4(AF)	Plancher : $(4,05 + 3,95)/2 \times 0,504 = 2,016$	2,016	$(4,05 + 3,95)/2 \times 0,15$	0,6
6 ^{ème} 4(CF)E	Plancher :	2,016	$(4,05 + 3,95)/2 \times 0,15$	0,6

4(AC)T	(4,05+3,95)/2x0,504=2,016				
7 ^{ème} -9 ^{ème} 4(CF)	Plancher : (4,05+3,95)/2x0,504=2,016		2,016	(4,05+3,95)/2x0,15	0,6
Niveau	Terrasse				
1 ^{ère} -5 ^{ème} 4(AF)	0,6	/	/	/	/
6 ^{ème} 4(CF)E 4(AC)T	0,6	0,531x4	2,124	(4,05+3,95)/2x0,1	0,4
7 ^{ème} -9 ^{ème} 4(CF)	0,6	/	/	/	/
Terrasse 4(CF)	/	0,531x4	2,124	(4,05+3,95)/2x0,1	0,4

Portique intermédiaire : 2 (D-F)

Niveau	La charge			
	Etage			
	G		Q	
1 ^{ère} -7 ^{ème}	Plancher : 4x0,504=2,016	2,016	(4,05+3,95)/2x0,15	0,6
Niveau	Terrasse			
8 ^{ème}	0,531x4	2,124	(4,05+3,95)/2x0,1	0,4

1.2. Sens transversale : " poutre secondaire "

Portique de rive : F (1-5)

Niveau	La charge			
	Etage			
	G		Q	
1 ^{ère} -7 ^{ème} F(1/5)	Plancher : 0,65/2x0,504=0,164 Murs :0,276x0,7x2,71=0,523	0,687	0,65/2x0,15	0,049
8 ^{ème} F(1/3)E F(3/5)T	Plancher : 0,65/2x0,504=0,164 Murs :0,276x0,7x2,71=0,523	0,687	0,65/2x0,15	0,049
9 ^{ème} F(3/5)	Plancher : 0,65/2x0,504=0,164 Murs :0,276x0,7x2,71=0,523	0,687	0,65/2x0,15	0,049
Niveau	Terrasse			
8 ^{ème} F(1/3)E F(3/5)T	P :0,65/ 2x0,531=0,172 A :0,17	0,342	0,65/2x0,1	0,032
Terrasse F(3/5)	P :0,65/ 2x0,531=0,172 A :0,523	0,695	0,65/2x0,1	0,032

Portique de rive : C (3-5)

Niveau	La charge		
	Etage		
	G		Q
7 ^{ème} -9 ^{ème}	Plancher : 0,65/2x0,504=0,164 Murs :0,276x0,7x2,71=0,523	0,687	0,65/2x0,15

Niveau	Terrasse		
7 ^{ème} -9 ^{ème}	0,049	/	/
Terrasse	P : $0,65/2 \times 0,531 = 0,172$ A =0,17	0,342	0,032

Portique de rive : D (1-3)

Niveau	La charge		
	Etage		
	G		Q
1 ^{ère} -7 ^{ème}	Plancher : $0,65/2 \times 0,504 = 0,164$ Murs : $0,276 \times 0,7 \times 2,71 = 0,523$	0,687	$0,65/2 \times 0,15$
Niveau	TERRASSE		
8 ^{ème}	P : $0,65/2 \times 0,531 = 0,172$ A=0,17	0,342	0,032

Portique de rive : A (3-5)

Niveau	La charge			
	Etage			
	G		Q	
1 ^{ère} -5 ^{ème}	Plancher : $0,65/2 \times 0,504 = 0,164$ Murs : $0,276 \times 0,7 \times 2,71 = 0,523$	0,687	$0,65/2 \times 0,15$	0,049
Niveau	Terrasse			
6 ^{ème}	P : $0,65/2 \times 0,531 = 0,172$ A=0,17	0,342	$0,65 \times 0,1$	0,032

Portique intermédiaire : E (1-5)

Niveau	La charge			
	Etage			
	G		Q	
1 ^{ère} -7 ^{ème} E(1/5)	Plancher : $0,65 \times 0,504 = 0,328$	0,328	$0,65 \times 0,15$	0,097
8 ^{ème} F(1/3)E F(3/5)T	Plancher : $0,65 \times 0,504 = 0,328$	0,328	$0,65 \times 0,15$	0,097
9 ^{ème} F(3/5)	Plancher : $0,65 \times 0,504 = 0,328$	0,328	$0,65 \times 0,15$	0,097
Niveau	Terrasse			
8 ^{ème} F(3/5)E	P : $0,65 \times 0,531 = 0,345$	0,345	$0,65 \times 0,1$	0,065

F(3/5)T				
Terrasse F(3/5)	$P : 0,65 \times 0,531 = 0,345$	0,345	0,65x0,1	0,065

Portique intermédiaire : D (3-5)

Niveau	La charge			
	Etage			
	G		Q	
1^{ère} -9^{ème}	Plancher : $0,65 \times 0,504 = 0,328$	0,328	0,65x0,15	0,097
Niveau	Terrasse			
Terrasse	$P : 0,65 \times 0,531 = 0,345$	0,345	0,65x0,1	0,065

Portique intermédiaire : C (3-5)

Niveau	La charge			
	Etage			
	G		Q	
1^{ère} -5^{ème}	Plancher : $0,65 \times 0,504 = 0,328$	0,328	0,65x0,15	0,097
6^{ème}	Plancher : $0,65/2(0,504+0,531) = 0,336$ Murs : Murs : $0,276 \times 0,7 \times 2,71 = 0,523$	0,859	$0,65/2(0,15+0,1)$	0,081

Portique intermédiaire : B (3-5)

Niveau	La charge			
	Etage			
	G		Q	
1^{ère} -5^{ème}	Plancher : $0,65 \times 0,504 = 0,328$	0,328	0,65x0,15	0,097
Niveau	Terrasse			
6^{ème}	$P : 0,65 \times 0,531 = 0,345$	0,345	0,65x0,1	0,065

2. Ferrailage des poutres :

2.1. Méthode de calcul : En général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{ème} genre

Sollicitation du 1^{er} genre : $S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

Sollicitation du 2^{ème} genre : $Sp_2=0,8G \pm E.$ } \Rightarrow Moment correspondant
 $SP_2=G+Q \pm E.$ }

- Si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous Sp_1
- Si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous Sp_2 .

Dans le calcul relatif aux ELU on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

Pour une situation accidentelle : $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400$ MPa

$$\gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48$$
 MPa

Pour une situation courante : $\gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348$ MPa

$$\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17$$
 MPa

Les armatures longitudinales : Selon le R.P.A 99 version 2003, on a :

Section d'armature minimale : $A_{min}=0,5\%$ (bxh)

Section d'armature maximale: $A_{max1}=4\%$ (bxh) (Zone courante)

$A_{max2}=6\%$ (bxh) (Zone de recouvrement)

On présente un seul exemple de calcul et les résultats des autres poutres seront donnés dans un tableau.

Exemple de calcul : Poutre principale (poutre de rive) étage courant :

- En travée :(Sp₁) $\Rightarrow M_{t_{sp1}} = 36,20$ kN.m et (Sp₂) $\Rightarrow M_{t_{sp2}} = 100,95$ kN.m

$$M_{t_{sp2}}/M_{t_{sp1}} = 2,79 > 1,15 \text{ donc le calcul se fait sous (Sp}_2\text{)}$$

Données : Largeur de la poutre $b=30$ cm

Hauteur de la section $h_t=45$ cm

Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9xh_t=40,5$ cm

Contrainte des aciers utilisées $f_e=400$ MPa

Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25$ MPa

Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1$ MPa

Fissuration peu préjudiciable

Moment ultime Mu	Mu	100,95 kN.m	$\mu=0,111 < 0,392$
Moment réduit	$\mu=M_u/(b \times d^2 \times f_{bc})$	0,111	Pas d'aciers comprimés
Etat limite de compression du béton	$\mu_l=0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient β	$\beta=0,946$		
Section d'aciers As	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	6,59 cm ²	

- En appuis : (Sp₁) ⇒ Mt_{sp1} = 103,1 kN.m et (Sp₂) ⇒ Mt_{sp2} = 111,80 kN.m

$$Mt_{sp2}/Mt_{sp1} = 1,08 < 1,15 \text{ donc le calcul se fait sous (Sp}_1\text{)}$$

Moment ultime Mu	Mu	103,1 kN.m	μ=0,147<0,392 Pas d'aciers comprimés
Moment réduit	$\mu=Mu/(bxd^2xf_{bc})$	0,147	
Etat limite de compression du béton	$\mu l=0,392$	$\mu < \mu l$	
Coefficient β	$\beta=0,920$		
Section d'aciers As	$Mu/(\sigma_s \times \beta \times d)$	7,95 cm ²	

Tableau récapitulatif du ferrailage des différentes poutres :

Poutre principale :

Poutre de rive :

Niveau	section	M _a -M _t	Moments kN.m		Moment de calcul	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
			M _{sp1}	M _{sp2}				
Terrasse	30x45	Appuis	86,45	85,42	86,45	6,58	3,38	3T14+2T12=6,88
		Travée	36,8	56,36	56,36	3,95		3T14=4,62
Etage courant	30x45	Appuis	103,1	111,80	103,1	7,95	3,38	3T14+3T12=8,01
		Travée	36,20	100,95	100,95	6,59		3T14+2T12=6,88

Poutre intermédiaire :

Niveau	section	M _a -M _t	Moments kN.m		Moment de calcul	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
			M _{sp1}	M _{sp2}				
Terrasse	30x45	Appuis	68,95	82,55	82,55	5,35	3,38	3T14+1T12=5,75
		Travée	47,60	40,71	47,60	3,50		3T14=4,62
Etage courant	30x45	Appuis	118,11	113,70	118,11	9,25	3,38	5T14+2T12=9,96
		Travée	44,89	53,77	53,77	3,43		3T14=4,62

Poutre secondaire :

- Poutre de rive :

Niveau	section	M _a -M _t	Moments kN.m		Moment de calcul	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
			M _{sp1}	M _{sp2}				
Terrasse	30x35	Appuis	53,98	44,69	53,98	5,13	2,63	5T12=5,65
		Travée	31,69	27,80	31,69	2,96		3T12=3,39
Etage courant	30x35	Appuis	61,43	50,73	61,43	5,87	2,63	6T12=6,79
		Travée	33,1	44,14	44,14	3,59		3T14=4,62

- Poutre intermédiaire :

Niveau	section	M _a -M _t	Moments kN.m		Moment de calcul	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
			M _{sp1}	M _{sp2}				
Terrasse	30x35	Appuis	56,35	43,70	56,35	5,36	2,63	5T12=5,65
		Travée	36,71	27,80	36,71	3,44		3T14=4,62
Etage courant	30x35	Appuis	59,90	45,55	59,90	5,72	2,63	6T12=6,79
		Travée	43,83	33,30	43,83	4,13		3T14=4,62

2.2. Vérifications:

Poutres principales (poutre de rive) étage courant (30x45) cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bx dxft_{28}/f_e = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times 2 / 1/400 = 1,46 \text{ cm}^2.$$

A_{adoptée} > A_{min}condition vérifiée.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Contrainte tangente : $\tau_u = T / (bx d) = 154,03 \times 10 / (30 \times 40,5) = 1,27 \text{ MPa}$

Contrainte tangente admissible : $\tau_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}.$

$\tau_u = 1,27 \text{ MPa} < \tau_u = 3,25 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

Il n'y a pas un risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

2.3. Calcul les armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales : $\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$

$$\Phi_t \leq \min (12,85 ; 30 ; 14)$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Espacement: $St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$

$$St \leq \min (36,45 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

Zone nodale : $St \leq \min (h/4 ; 12\Phi_l ; 30 \text{ cm})$

$$St \leq \min (11,25 ; 16,8 ; 30 \text{ cm})$$

Zone courante: $St \leq h/2$

$$St \leq 22,5 \text{ cm}$$

Section des armatures transversales : $\frac{At}{b.st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k.f_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$

$$f_{tj} = \min (2,1 ; 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$$f_e = 235 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15 \quad \Rightarrow \quad \frac{A_t}{S_t} \text{ cal} \geq \frac{(1,27 - 0,3 \cdot 1,2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,15 \text{ cm}$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max (1,27/2 ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,64 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \text{ min} \geq 0,64 \times 30 / 235 = 0,0817 \text{ cm}$$

$$\text{De (1) et (2) : } \frac{A_t}{S_t} \text{ min} \geq 0,0817 \text{ cm on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } A_t \geq 1,23 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

2.4. Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit $l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$

Avec: Φ : diamètre d'une barre.

$$L_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,38 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5$; $\phi_l = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \text{ Profondeur utile } d = 36 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 25,6 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 3,70 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 26,8 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 3,75 \text{ cm}$$

La longueur de recouvrement : Selon le R.P.A 99 version 2003, la longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ

En zone I : $\phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$

$$\phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes (ELS) : $M_{ser} = 45,13 \text{ kN.m}$

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

Position de l'axe neutre : $by^2/2 - n.A (d-y) = 0$

$$\Rightarrow 15y^2 + 69,3y - 2806,65 = 0 \Rightarrow y = 11,56 \text{ cm}$$

Moment d'inertie: $I = by^3/3 + n.A (d-y)^2 = 58155,99 \text{ cm}^4$

Contrainte maximale dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K.y = \frac{M_{ser}}{I_g} y = (45,13 \times 10^4 / 58155,99) \cdot 11,56 = 8,97 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 8,97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

2.5. Tableau de ferrailage :

Poutre principale	
Poutre de rive	
Terrasse	Etage courant

Poutre principale	
Poutre intermédiaire	
Terrasse	Etage courant

Poutre secondaire	
Poutre de rive	
Terrasse	Etage courant

Poutre secondaire	
Poutre intermédiaire	
Terrasse	Etage courant

3. Ferrailage des poteaux :

3.1. Méthode de calcul : En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les Combinaisons suivantes :

- 1^{er} Genre : $1,35G + 1,5Q$
- 2^{ème} Genre : $0,8G \pm E$ $(N_{max}; M_{corresp}) \longrightarrow A_1$
- $G + Q \pm 1,2E$ $(N_{min}; M_{corresp}) \longrightarrow A_2$
- $(M_{max}; N_{corresp}) \longrightarrow A_3$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

Pour situation accidentelle : $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s = 400\text{MPa}$

$\gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48\text{MPa}$

Pour situation courante $\gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348\text{MPa}$

$\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17\text{MPa}$

Exemple de calcul :

Poteaux angle (45x45) cm²:

Combinaison de 1^{er} genre (1,35G+1,5Q) : $N_{\max}=512,1 \text{ kN}$; $M_{\text{cor}} = 0,391 \text{ kN.m}$

Détermination du centre de pression : $e = M/N = 0,0007 \text{ m} = 0,07 \text{ cm}$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1706,25 \left(0,45 - 0,50/2 + 0,0013 \right) = 92,54 \text{ kN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \cdot (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 512,1 \text{ kN} < 2324,23 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 5M_u = 92,54 \text{ kN.m} < 186,26 \text{ kN.m} \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1=0$).

$N_{\min}=15,94 \text{ kN}$; $M_{\text{cor}} = 2,837 \text{ kN.m}$

Détermination du centre de pression : $e = M/N=0,1779 \text{ m}$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 5,70 \text{ kN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \cdot (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 15,94 \text{ kN} < 3031,18 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 5,70 \text{ kN.m} < 6,44 \text{ kN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2=0$).

- $M_{\max}= 2,837 \text{ kN.m}$; $N_{\text{cor}} = 15,94 \text{ kN}$

Détermination du centre de pression : $e = M/N=0,1779 \text{ m}$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 5,70 \text{ kN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \Rightarrow N_u = 15,94 \text{ kN} < 3031,18 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

$$M_u \leq N_u \cdot d \quad (1-0,514N_u/b \cdot d \cdot f_{bc}) \quad M_u = 5,70 \text{ kN.m} < 6,44 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3=0$).

Combinaison de 2^{ème} genre (0,8G±E): $N_{\max}=740,18 \text{ kN}$; $M_{\text{cor}} = 12,058 \text{ kN.m}$

Détermination du centre de pression : $e = M/N = 0,0163 \text{ m}$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 740,18 \left(0,405 - 0,45/2 + 0,0163 \right) = 145,3 \text{ kN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \quad (1-0,514N_u/b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 740,18 \text{ kN} < 2324,23 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ M_u = 145,3 \text{ kN.m} < 265,91 \text{ kN.m} \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1=0$).

- $N_{\min}=1 \text{ kN}$; $M_{\text{cor}} = 2,258 \text{ kN.m}$

Détermination du centre de pression :

$$e = M/N = 2,258 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 2,438 \text{ kN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{aligned} N_u &\leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h && \Rightarrow && N_u = 1 \text{ kN} < 3031,18 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ M_u &\leq N_u \cdot d \quad (1-0,514N_u/b \cdot d \cdot f_{bc}) && && M_u = 2,438 \text{ kN.m} < 0,40 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \end{aligned}$$

Donc la section n'est pas surabondante, il faut vérifier si la section est partiellement ou entièrement comprimée.

$$(d-c)N_u - M_u \leq (0,337 h - 0,81C)f_{bc} \cdot b \cdot h^2$$

$$(d-c)N_u - M_u = (0,405 - 0,025)1 - 2,258 = 0,48 \text{ kN.m}$$

$$(0,337 h - 0,81c)f_{bc} \cdot b \cdot h^2 = (0,337 \cdot 0,45 - 0,81 \cdot 0,025) \cdot 18,48 \cdot 10^2 \cdot 0,45 \cdot 0,45^2 = 22,13 \text{ kN.m}$$

$$(d-c)N_u - M_u = 0,48 \text{ kN.m} \leq (0,337 h - 0,81C)f_{bc} \cdot b \cdot h^2 = 22,13 \text{ kN.m} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

$$M_{\max} = 12,058 \text{ kN.m} \quad ; \quad N_{\text{cor}} = 740,18 \text{ kN}$$

Détermination du centre de pression : $e = M/N = 0,0163 \text{ m}$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 145,3 \text{ kN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \quad \Rightarrow \quad N_u = 740,18 \text{ kN} < 3031,18 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$M_u \leq N_u \cdot d \quad (1-0,514N_u/b \cdot d \cdot f_{bc}) \quad M_u = 145,3 \text{ kN.m} < 265,91 \text{ kN.m} \dots\dots\dots \text{v\u00e9rifi\u00e9e}$$

Puisque les deux conditions sont v\u00e9rifi\u00e9es donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas n\u00e9cessaires ($A_3=0$).

Calcul du ferrailage : On a fait le calcul dans logiciel SOCOTEC, les tableaux suivants donnent les sollicitations du 1^{er} genre et 2^{eme} genre et le ferrailage des poteaux :

Poteau de type 01 (45x45) cm ²							
Poteaux	Sollicitations			A _{cal} (cm ²)		A _{min} (cm ²)	A _{adopt\u00e9} (cm ²)
		1 ^{er} genre	2 ^{eme} genre	G1	G2		
Angle	(a)	N _{max} = 512,1 kN	N _{max} = 740,18 kN	0,00	0,00	14,17	4T16+4T14=14,20
		M _{corisp} = 0,391 kN.m	M _{corisp} = 12,058 kN.m				
	(b)	N _{min} = 15,94 kN	N _{min} = 1 kN	0,0	0,12		
		M _{corisp} = 2,837 kN.m	M _{corisp} = 2,258 kN.m				
	(c)	M _{max} = 2,837 kN.m	M _{max} = 12,058 kN.m	0,00	0,00		
		N _{corisp} = 15,94 kN	N _{corisp} = 740,18 kN				
rive	(a)	N _{max} = 15,13 kN	N _{max} = 1217,74 kN	0,00	0,00	14,17	4T16+4T14=14,20
		M _{corisp} = 4,736 kN.m	M _{corisp} = 11,204 kN.m				
	(b)	N _{min} = 24,82 kN	N _{min} = 8,47 kN	0,00	0,04		
		M _{corisp} = 3,453 kN.m	M _{corisp} = 2,621 kN.m				
	(c)	M _{max} = 45,375 kN.m	M _{max} = 65,998 kN.m	0,00	3,11		
		N _{corisp} = 331,9 kN	N _{corisp} = 68,85 kN				
Central	(a)	N _{max} = 1620,37 kN	N _{max} = 1252,99 kN	0,00	0,00	14,17	4T16+4T14=14,20
		M _{corisp} = 5,632 kN.m	M _{corisp} = 13,747 kN.m				
	(b)	N _{min} = 143,94 kN	N _{min} = 63,54 kN	1,19	2,33		
		M _{corisp} = 47,238 kN.m	M _{corisp} = 52,429 kN.m				
	(c)	M _{max} = 51,78 kN.m	M _{max} = 76,142 kN.m	1,27	2,95		
		N _{corisp} = 161,78 kN	N _{corisp} = 132,51 kN				

Poteau de type 02 (40x40) cm ²							
Poteaux	Sollicitations			A _{cal} (cm ²)		A _{min} (cm ²)	A _{adopt\u00e9} (cm ²)
		1 ^{er} genre	2 ^{eme} genre	G1	G2		
Angle	(a)	N _{max} = 166,67 kN	N _{max} = 196,71 kN	0,00	0,00	11,2	8T14 = 12,32
		M _{corisp} = 0,635 kN.m	M _{corisp} = 1,821 kN.m				
	(b)	N _{min} = 11,74 kN	N _{min} = 0,54 kN	0,00	0,03		
		M _{corisp} = 0,67 kN.m	M _{corisp} = 0,571 kN.m				
	(c)	M _{max} = 1,191 kN.m	M _{max} = 3,052 kN.m	0,00	0,00		
		N _{corisp} = 100,53 kN	N _{corisp} = 37,95 kN				
rive	(a)	N _{max} = 330,58 kN	N _{max} = 271,3 kN	0,00	0,00	11,2	8T14 = 12,32
		M _{corisp} = 24,576 kN.m	M _{corisp} = 6,728 kN.m				
	(b)	N _{min} = 18,2 kN	N _{min} = 3,66 kN	0,00	0,03		
		M _{corisp} = 0,915 kN.m	M _{corisp} = 1,148 kN.m				
	(c)	M _{max} = 47,323 kN.m	M _{max} = 50,463 kN.m	2,41	2,25		

		$N_{\text{cosp}} = 93,71 \text{ kN}$	$N_{\text{cosp}} = 95,58 \text{ kN}$				
Central	(a)	$N_{\text{max}} = 481,44 \text{ kN}$	$N_{\text{max}} = 374,8 \text{ kN}$	0,00	0,00	11,2	8T14 = 12,32
		$M_{\text{cosp}} = 28,095 \text{ kN.m}$	$M_{\text{cosp}} = 19,081 \text{ kN.m}$				
	(b)	$N_{\text{min}} = 168,12 \text{ kN}$	$N_{\text{min}} = 77,65 \text{ kN}$	0,00	0,00	11,2	
		$M_{\text{cosp}} = 28,837 \text{ kN.m}$	$M_{\text{cosp}} = 0,668 \text{ kN.m}$				
	(c)	$M_{\text{max}} = 44,663 \text{ kN.m}$	$M_{\text{max}} = 54,641 \text{ kN.m}$	0,00	1,09	11,2	
		$N_{\text{cosp}} = 261,57 \text{ kN}$	$N_{\text{cosp}} = 214,82 \text{ kN}$				
Poteau de type 03 (35x35) cm²							
Poteaux	Sollicitations			A_{cal} (cm²)		A_{min} (cm²)	A_{adopté} (cm²)
		1^{er} genre	2^{ème} genre	G1	G2		
Angle	(a)	$N_{\text{max}} = 52,71 \text{ kN}$	$N_{\text{max}} = 56,64 \text{ kN}$	0,00	0,00	8,57	4T14+4T12= 10,68
		$M_{\text{cosp}} = 0,381 \text{ kN.m}$	$M_{\text{cosp}} = 0,193 \text{ kN.m}$				
	(b)	$N_{\text{min}} = 8,63 \text{ kN}$	$N_{\text{min}} = 0,68 \text{ kN}$	0,00	0,03	8,57	
		$M_{\text{cosp}} = 0,488 \text{ kN.m}$	$M_{\text{cosp}} = 0,55 \text{ kN.m}$				
	(c)	$M_{\text{max}} = 0,488 \text{ kN.m}$	$M_{\text{max}} = 1,192 \text{ kN.m}$	0,00	0,00	8,57	
		$N_{\text{cosp}} = 8,63 \text{ kN}$	$N_{\text{cosp}} = 19,53 \text{ kN}$				
rive	(a)	$N_{\text{max}} = 137,66 \text{ kN}$	$N_{\text{max}} = 113,36 \text{ kN}$	0,00	0,00	8,57	4T14+4T12= 10,68
		$M_{\text{cosp}} = 1,976 \text{ kN.m}$	$M_{\text{cosp}} = 8,045 \text{ kN.m}$				
	(b)	$N_{\text{min}} = 10,31 \text{ kN}$	$N_{\text{min}} = 0,52 \text{ kN}$	0,00	0,04	8,57	
		$M_{\text{cosp}} = 1,26 \text{ kN.m}$	$M_{\text{cosp}} = 0,599 \text{ kN.m}$				
	(c)	$M_{\text{max}} = 5,363 \text{ kN.m}$	$M_{\text{max}} = 29,113 \text{ kN.m}$	0,00	1,74	8,57	
		$N_{\text{cosp}} = 51,58 \text{ kN}$	$N_{\text{cosp}} = 42,67 \text{ kN}$				
Central	(a)	$N_{\text{max}} = 219,53 \text{ kN}$	$N_{\text{max}} = 184,12 \text{ kN}$	0,00	0,00	8,57	4T14+4T12= 10,68
		$M_{\text{cosp}} = 19,985 \text{ kN.m}$	$M_{\text{cosp}} = 13,188 \text{ kN.m}$				
	(b)	$N_{\text{min}} = 31,65 \text{ kN}$	$N_{\text{min}} = 8,13 \text{ kN}$	2,16	1,25	8,57	
		$M_{\text{cosp}} = 28,803 \text{ kN.m}$	$M_{\text{cosp}} = 7,414 \text{ kN.m}$				
	(c)	$M_{\text{max}} = 33,323 \text{ kN.m}$	$M_{\text{max}} = 51,353 \text{ kN.m}$	2,44	1,94	8,57	
		$N_{\text{cosp}} = 42,44 \text{ kN}$	$N_{\text{cosp}} = 179,43 \text{ kN}$				

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$T_{\text{max}} = 2,1 \text{ kN}$

Contrainte tangente : $\tau_u = T / (b \times d) = 2,1 \times 10^3 / (450 \times 450) = 0,0104 \text{ MPa}$

Contrainte tangente admissible : $\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,0104 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \text{Condition Vérifiée.}$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

3.2. Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales : $\emptyset_t = \emptyset_l / 3 \Rightarrow \emptyset_t = 6 \text{ mm}$

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

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

- V_u : Effort tranchant de calcul
- h_1 : hauteur totale de la section brute
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a : Coefficient correcteur égal à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.
- S_t : Espacement des armatures transversales.

Espacement : D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

- En zone nodale : $S_t \leq \min(10 \varnothing_L ; 15\text{cm}) = 15 \text{ cm}$ Soit $S_t = 10\text{cm}$
- En zone courante : $S_t \leq 15 \varnothing_L = 24 \text{ cm}$ Soit $S_t = 15\text{cm}$

Calcul de l'élançement géométrique λ_g : $\lambda_g = L_f / b$

Avec: L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \cdot 3,81 / 0,45 = 5,93$$

$$\lambda_g = 5,93 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,5$$

Donc : $A_t = S_t \cdot \rho_a \cdot V_u / h_1 \cdot f_e = 10 \times 2,5 \times 2,1 \times 10 / 45 \times 235 = 0,05$

Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / t \cdot b$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 6,05 > 5 : \Rightarrow 0,3 \%$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,003 \cdot 10 \cdot 45 = 1,35 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,003 \cdot 15 \cdot 45 = 2,025 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On adopte aux poteaux de 1^{ère} type: 8T8 soit $S = 4,02 \text{ cm}^2$

Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

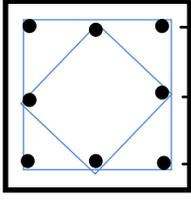
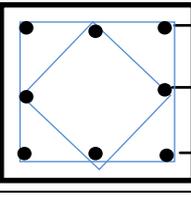
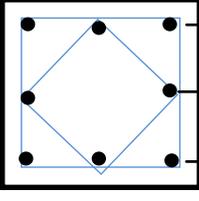
$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{MPa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\text{Zone courante : } 4,02 \times 400 / 45 \times 15 = 2,38 \text{ MPa}$$

$$\text{Zone nodale : } 4,02 \times 400 / 45 \times 10 = 3,57 \text{ MPa}$$

Disposition constructive des armatures des nœuds : Les nœuds dans une construction sont des points critiques, donc selon les règles parasismiques algériennes au but d'éviter l'éclatement de ces zones on doit prévoir des cadres traditionnels ou deux U superposés

formant un carré ou un rectangle avec un espacement maximum de 10cm et un nombre minimum de 03 cadres par nœud.

Niveaux	Poteaux
Famille 1 (45x45) cm ²	 2T16+1T14 2T14 2T16+1T14
Famille 2 (40x40) cm ²	 3T14 2T14 3T14
Famille 1 (35x35) cm ²	 2T14+1T12 2T12 3T14

4. Ferrailage des voiles :

4.1. Introduction : Les voiles sont des éléments verticaux en béton armé ou non armé ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur. Ainsi tout poteau «allongé » de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.

Les voiles assurant :

- D'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse)
- D'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur. Sous l'action sismique, des parties plus ou moins importantes de l'extrémité du voile en béton, sollicité en compression, peuvent se trouver dans le domaine inélastique, cette situation peut être à l'origine d'une instabilité latérale. Compte tenu de cette éventualité, les règlements parasismiques imposent une épaisseur minimale de l'âme à 15cm. De plus, et à partir d'un

certain niveau de contraintes, il ya lieu de prévoir aux extrémités des voiles des renforts conçus comme des poteaux, ou des voiles en retour.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console encastrée à sa base; soumise à un effort normal P_u , un effort tranchant V_u et un moment fléchissant M_u qui est maximal dans la section d'encastrement.

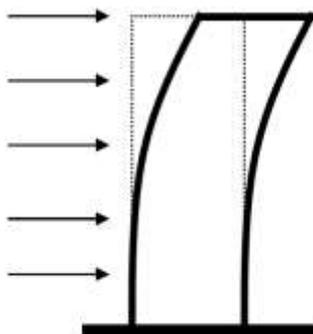


Figure V.1.Le comportement d'un voile

Selon les règlements parasismiques, il convient que les Armatures verticales nécessaires pour la vérification de la résistance, en flexion composée soient concentrées dans les éléments de rives, aux 02 extrémités de la section transversale du voile ou trumeau. A la base du voile sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones. Les armatures de l'âme horizontales et verticales assurent la résistance à l'effort tranchant. Le voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$ (vérification du béton)
- $0,8G + E$ (calcul des aciers de flexion)

Dans ce qui suit la méthode utilisée pour le calcul des voiles en béton armé c'est méthode des contraintes

4.2. Calcul des voiles par la méthode des contraintes : C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire, on utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \frac{\sigma}{1,15} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec: N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue trois cas :

1^{er} cas : Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 version 2003

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

2^{ème} cas : Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule la section des armatures verticales : $A_v = Ft / f_e$; on compare A_v avec la section minimale exigée par le R.P.A 99 version 2003

3^{ème} cas : Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

Armatures verticales : Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 version 2003 exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton. Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

Armatures horizontales : Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

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

Armatures transversales : Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux. Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20mm, et de 8mm dans le cas contraire.

4.3. Exemple de calcul :

Voile axe (F-5) sens Y :

Détermination des contraintes :

Combinaison : (0,8GEYmax) :

$$A = 0,4575 \text{ m}^2$$

$$I = 0,1219 \text{ m}^4$$

$$V = 0,7057 \text{ m}$$

$$L = 1,725 \text{ m}$$

$$N = 32,3 \text{ kN} \quad M = 43,971 \text{ kN.m}$$

$$T = 10,33 \text{ kN}$$

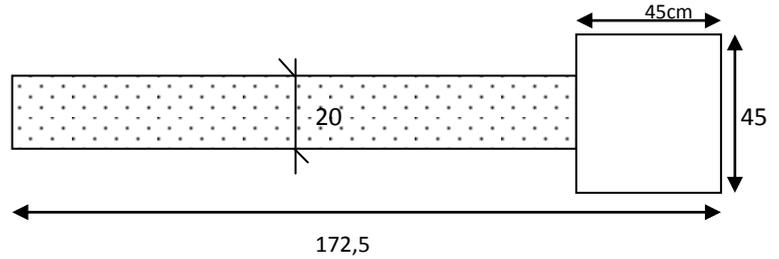


Figure V.2. Une coupe d'un voile

Calcul des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \times v}{I} = \frac{32,3}{0,4575} + \frac{43,971 \times 0,7057}{0,1219} = 325,157 \text{ kN/m}^2 = 0,325 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \times v}{I} = \frac{32,3}{0,4575} - \frac{43,97 \times 0,7057}{0,1219} = -183,955 \text{ kN/m}^2 = 0,184 \text{ MPa} \end{cases}$$

On a : (σ_1 et σ_2) de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

Position de l'axe neutre :
$$x = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_2| + |\sigma_1|} \cdot l = \frac{0,184}{0,184 + 0,325} \times 1,725 = 0,623 \text{ m}$$

Ferraillage :

Effort de traction :
$$F = |\sigma_2| \frac{a}{2} \cdot x = \frac{0,184 \times 200 \times 623}{2} = 11,463 \text{ kN}$$

$$S_{tendue} = x \times e = 0,623 \times 0,2 = 0,125 \text{ m}^2$$

$$A_v = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{11,463 \cdot 100}{400} = 0,287 \text{ cm}^2$$

Pour toute la surface du mur :
$$A_v \times \frac{S_{mur}}{S_{tendue}} = 0,287 \times \frac{4575}{1250} = 1,05 \text{ cm}^2$$

Selon le R.P.A 99 version 2003 : Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,4V}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 10330}{400} = 0,40 \text{ cm}^2$$

La section d'armature verticale totale : $A_{vt} = A_v + A_{vj} = 1,05 + 0,40 = 1,45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Pourcentage minimal d'armature: D'après le R.P.A 99 (version 2003) Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%.

$$A_{\min} = 0,20\% \cdot a \cdot L_T$$

D'où : L_T c'est la longueur tendue

$$A_{\min} = 0,0020 \times 20 \times 172,5 = 6,9 \text{ cm}^2$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1mètre ($L = 1\text{m}$)

$$A_{\min} = 6,9 \times 100 / 172,5 = 4 \text{ cm}^2$$

Le diamètre : $D \leq 1/10 \times a$ (mm)

$$D \leq (1/10) \times 200$$

$$D \leq 20\text{mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

L'espacement: Selon le BAEL 91, on a : $St \leq \min \{2 \cdot a, 33 \text{ cm}\}$

$$St \leq \min \{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33\text{cm}$$

Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a : $St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$

$$St \leq \min \{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30\text{cm}$$

Donc : $St \leq \min \{St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{R.P.A 99}}\} \Rightarrow St \leq 30\text{cm}$

On adopte un espacement de 25 cm (zone courante), et en zone nodale, selon RPA 99 v.2003; a chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Choix d'aciers verticaux : On adopte deux nappes en 2(5T10 /ml) soit $A_s = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Armature de répartition : $A/4 = 3,93/4 = 0,98 \text{ cm}^2$

On adopte 5T8 soit $A_s = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adopte un espacement de 25 cm

Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b : La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (RPA 99 v.2003).

La contrainte de cisaillement est : $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d}$, D'où : $\bar{V} = 1.4 V_{u \text{ calcul}}$

Avec : V_u : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile, $d = 0,9h$

h : hauteur totale de la section brute, $h = 356\text{cm}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$

$$\tau_b = 1,4 \times 10,33 / 0,2 \times 3,20 = 22,60 \text{ kN/m}^2 = 0,022 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,022 \text{ MPa} \leq \tau_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement

Calcul des armatures horizontales : D'après le R.P.A.99, on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit $5T10 = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 25 cm.

Calcul des armatures transversales : D'après le D.T.R.-B.C.-2,42 (règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/\text{m}^2$ au moins; on prend donc $4\phi 6$ par m^2 .

Disposition des armatures transversales: 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.

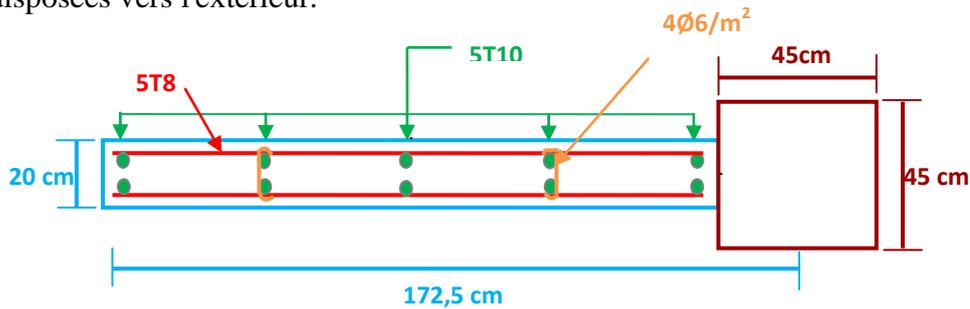


Figure V.3 Disposition des armatures du voile

Chapitre VI

Chapitre VI. Etude de l'infrastructure

1. Introduction :

On appelle fondations, la base de l'ouvrage qui se trouve en contacte directe avec le terrain d'assise et qui à pour rôle de transmettre à celui-ci toutes les charges et les surcharges supportées par cet ouvrage. Les fondations doivent assurées deux fonctions essentiellement :

- Reprendre les charges et les surcharges supporté par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Les fondations doivent être en équilibre sous :

- Les sollicitations dues à la superstructure.
- Les sollicitations dues au sol.

Le calcul des fondations se fait comme suit.

- Dimensionnement à l'E.L.S : $G+Q$.
- Ferrailage à l'E.L.U : $1,35 G+ 1,5 Q$
- Vérification de la stabilité et des contraintes à l'état accidentel : $G\pm 0,8 E$
 $G+Q\pm E$

2.1. Choix du type des fondations :

Le cas le plus souvent pour les bâtiments élevés la transmission des charge au sol est assurer par des radiers généraux d'où les semelles isolées et semelles filantes non admit même les semelles filantes croisées a cause du chevauchement de ces éléments de genre unique ou combiné ce qu'il nous conduite de parcourir au radier générale (Voire la figure VIII.1 ci-dessous)

Définition : Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges a transmises tout en en résistant aux contraintes de sol.

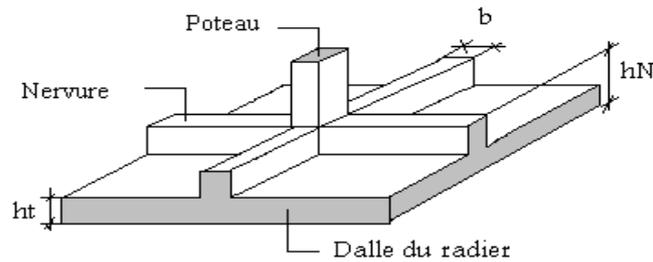


Figure VI.1.Radier général

2.2. Calcul du radier: Un radier c'est une semelle unique de très grandes dimensions commun entre tous les poteaux et voiles supportant toute la construction. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité.

Pré dimensionnement du radier: Le radier général supporte la somme des charges permanentes est charges d'exploitations dues a la Superstructure

$$G_T = \sum_{rdc}^{09} G_i$$

$$Q_T = \sum_{rdc}^{09} Q_i$$

Avec G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

2.2.1. Caractéristiques géotechniques du sol : Selon le rapport géotechnique du laboratoire LTPO, Le sol d'assise de la construction est un sol ferme.

- La contrainte du sol est $\sigma_{sol} = 2,5 \text{ bar}$
- Le poids spécifique de terre $\gamma = 1,4 \text{ t/m}^3$
- L'hauteur du remblai = 1,50m

Selon les calcul de notre structure faite par le logicielle Etabs, nous avons retenu comme combinaison d'actions à :

$$\text{E.L.U: } N_U = 4876,93 \text{ t}$$

$$\text{E.L.S: } N_{ser} = 3568,37 \text{ t}$$

2.2.2.Surface minimale du radier : Pour notre projet, on prend un débord de 50 cm de chaque cote dans les deux directions, on aura une surface d'assise : $S=332,60 \text{ m}^2$.

Épaisseur du radier (h): L'épaisseur minimale d'un radier doit respecter les conditions suivantes :

1^{ère} condition : Critère de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \cdot b}$$

Avec: V_u : l'effort tranchant ultime : $V_u = QL/2$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; $L = 4,75m$

Q_u : $Nu/S = 4876,93/332,60 = 14,66 \text{ t/m}^2$

Par un mètre linéaire $Q_u \times 1m = 14,66 \text{ t/ml}$

$V_u = 14,66 \times 4,75 / 2 = 34,82t$

$V_u/b \cdot d \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow d \geq V_u / 0,06 f_{c28} \cdot b = 34,82 / 0,06 \times 25 \times 10^{-2} \times 1$

$d \geq 0,232 \text{ m} = 23,2 \text{ cm}$

2^{ème} condition : $L/25 \leq d \leq L/20 \Rightarrow 19 \leq d \leq 23,75$

$h = d+c = 25+5 = 30\text{cm}$; on prend : $h=30$; $d=25 \text{ cm}$

2.2.3. Dimensionnement la hauteur de la poutre de libage : Comme le radier est considéré comme un élément rigide, la poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 475/9 \leq h \leq 475/6 \Rightarrow 52,78 \leq h \leq 79,17$$

On prend comme dimension : $h = 75\text{cm}$, $d=67,5\text{cm}$ et $b = 45\text{cm}$.

2.2.4. Vérification des contraintes : En tenant compte du poids du radier et de la poutre :

$$\begin{aligned} \sigma_s &= (\sum N_{ser} + P_{radier} + P_{remblais \text{ et herissonage}} + P_{libage}/S) + P_{dallage} + P_{revêtement} \\ &= (3568,37 + (0,3 \times 332,60 \times 2,5) + (1,5 \times 332,60 \times 1,8) + (0,45^2 \times 2,5 \times 166,8) / 332,60) + (2,5 \times 0,1) \\ &+ 0,116 = 14,80 \text{ t/m}^2 = 1,48 \text{ bar} \leq \sigma_s = 2,5 \text{ bar} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{aligned}$$

2.2.5. La longueur élastique : La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec: I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,45 \times 0,75^3 / 12 = 0,0158 \text{ m}^4$

E : module d'élasticité du béton, $E = 3216419 \text{ t/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b = 0,45\text{m}$.

K : coefficient du raideur de sol $k = 40 \text{ t/m}^2$.

$$L_e = \sqrt[4]{4 \times 3216419 \times 0,0158 / 400 \times 0,45} = 5,80\text{m}$$

L_{\max} : la longueur maximale entre axe des poteaux.

$$L_{\max} = 4,75\text{m} < \pi/2 \cdot L_e = 9,11\text{m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2.2.6. Evaluation des charges pour le calcul du radier :

Poids unitaire du radier :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_{\text{ba}} \times h = 2,5 \times 0,30 = 0,75 \text{ t/m}^2$$

$$G_{\text{dallage}} = 2,5 \times 0,1 = 0,25 \text{ t/m}^2$$

$$G_{\text{revetement}} = 0,116 \text{ t/m}^2$$

$$G_{\text{remblais}} = 1,5 \times 1,8 = 2,7 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{radier}} = 0,75 + 0,25 + 0,116 + 2,7 = 3,82 \text{ t/m}^2 ; \sigma_{\max} = 14,66 \text{ t/m}^2$$

$$Q = \sigma_{\max} - \sigma_{\text{radier}} = 14,66 - 3,82 = 10,84 \text{ t/m}^2$$

La charge à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est : $Q = 10,84 \text{ t/m}^2$

2.2.7. Ferrailage du radier :

Ferrailage des dalles : Soit une dalle reposant sur 4 cotés de démentions entre nus des appuis L_x et L_y avec $l_x \leq l_y$, pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

- **1^{ère} cas :** Si : $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$ La dalle travaille suivant les deux directions.

Les moments sont données par : $M_{0x} = \mu_x q l_x^2$; $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

Moment en travée : $M_t = 0,85 M_0 \dots \dots \dots$ Panneau de rive

$M_t = 0,75 M_0 \dots \dots \dots$ Panneau intermédiaire

Moment en appuis: $M_a = 0,2 M_0 \dots \dots \dots$ Panneau de rive

$M_a = 0,5 M_0 \dots \dots \dots$ Panneau intermédiaire

- **2^{ème} cas :** Si : $\alpha = L_x/L_y < 0,4$ La dalle se calcule comme une poutre continue dans le sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable.

Exemple de calcul :

$$\alpha = l_x/l_y = 4,45/4,75 = 0,94 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\alpha = 0,82 \Rightarrow \mu_x = 0,0419 ; \quad \mu_y = 0,8661$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0419 \times 10,84 \times 4,45^2 = 8,99 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,8661 \times 8,99 = 7,79 \text{ t.m}$$

Moment en travée : sens-X

$$M_{t_x r} = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 8,99 = 7,64 \text{ t.m}$$

$$\mu = 7,64 \times 10^4 / 100 \times 25^2 \times 14,17 = 0,0863$$

$$\beta = 0,955$$

$$A_s = 7,64 \times 10^4 / 0,955 \times 25 \times 348 = 9,195 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ On adopte 6T14/ml , A=9,24 cm²/ml, St= 20cm

$$M_{t_x \text{int}} = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 8,99 = 6,74 \text{ t.m}$$

$$\mu = 6,74 \times 10^4 / 100 \times 25^2 \times 14,17 = 0,076$$

$$\beta = 0,960$$

$$A_s = 6,74 \times 10^4 / 0,960 \times 25 \times 348 = 8,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ On adopte 6T14/ml , A=9,24 cm²/ml, St= 20cm

Moment en travée : sens-Y

$$M_{t_y r} = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 7,79 = 6,62 \text{ t.m}$$

$$\mu = 6,62 \times 10^4 / 100 \times 25^2 \times 14,17 = 0,075$$

$$\beta = 0,961$$

$$A_s = 6,62 \times 10^4 / 0,961 \times 25 \times 348 = 7,918 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ On adopte 7T12/ml, A=7,92 cm²/ml, St= 16cm

$$M_{t_y \text{int}} = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 7,79 = 5,84 \text{ t.m}$$

$$\mu = 5,84 \times 10^4 / 100 \times 25^2 \times 14,17 = 0,066$$

$$\beta = 0,966$$

$$A_s = 5,84 \times 10^4 / 0,966 \times 25 \times 348 = 6,95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ On adopte 7T12/ml, A=7,92 cm²/ml, St= 16cm

Moment en appuis : sens-X

$$M_{a_x r} = 0,2M_{0x} = 0,2 \times 8,99 = 1,798 \text{ t.m}$$

$$\mu = 1,798 \times 10^4 / 100 \times 25^2 \times 14,17 = 0,020$$

$$\beta = 0,990$$

$$A_s = 1,798 \times 10^4 / 0,990 \times 25 \times 348 = 2,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ On adopte 5T12/ml , A=5,65 cm²/ml, St= 25cm

$$M_{a_x \text{int}} = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 8,99 = 4,495 \text{ t.m}$$

$$\mu = 4,495 \times 10^4 / 100 \times 25^2 \times 14,17 = 0,051$$

$$\beta = 0,9735$$

$$A_s = 4,495 \times 10^4 / 0,9735 \times 25 \times 348 = 5,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ On adopte 5T12/ml , $A=5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $St= 25\text{cm}$

Moment en appuis : sens-Y

$$Ma_{yt} = 0,2M_{0y} = 0,2 \times 7,79 = 1,558 \text{ t.m}$$

$$\mu = 1,558 \times 10^4 / 100 \times 25^2 \times 14,17 = 0,0175$$

$$\beta = 0,991$$

$$A_s = 1,558 \times 10^4 / 0,991 \times 25 \times 348 = 1,81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ On adopte 5T12/ml , $A=5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $St= 25\text{cm}$

$$Ma_{x \text{ int}} = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 7,79 = 3,895 \text{ t.m}$$

$$\mu = 3,895 \times 10^4 / 100 \times 25^2 \times 14,17 = 0,044$$

$$\beta = 0,978$$

$$A_s = 3,895 \times 10^4 / 0,978 \times 25 \times 348 = 4,58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ On adopte 5T12/ml , $A=5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $St= 25\text{cm}$

3. Ferrailage de poutre libage :

Principe de transmission des charges au libage:

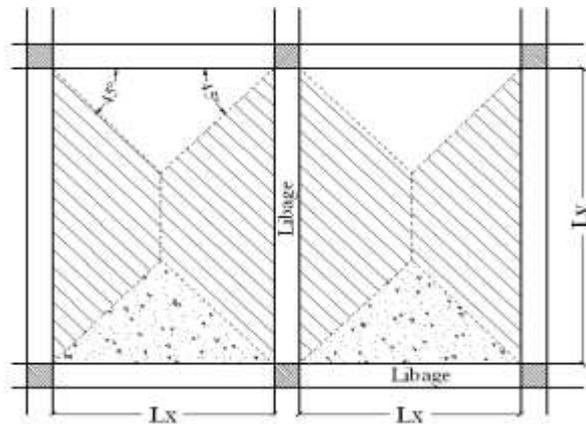


Figure VI.2. Ligne de Rupture d'un panneau

Dans le cas où la dalle travaille en deux sens la transmission des charges et surcharges aux poutres ce fait selon la ligne de rupture représenté par des lignes discontinues suivant un angle de 90° d'où chaque poutre reprendre les charge de surface au voisinage. Les poutres libage sont considérées comme des poutres contenues et les sollicitations de calcul sont évaluées par les méthodes de RDM ou bien modalisées par l'un des logiciels d'analyse des structures.

3.1.Calcul de la charge Q :

$$G_{\text{poutre}} = \gamma_{\text{ba}} \times h = 2,5 \times 0,75 = 1,875 \text{ t/m}^2$$

$$G_{\text{dallage}} = 2,5 \times 0,1 = 0,25 \text{ t/m}^2$$

$$G_{\text{revetement}} = 0,116 \text{ t/m}^2$$

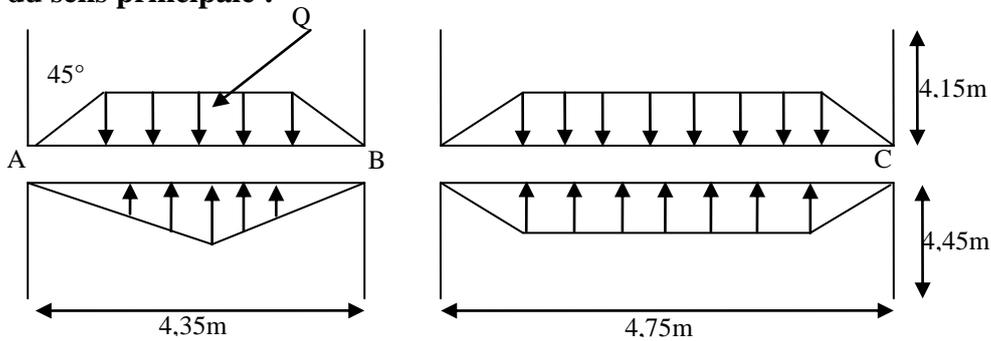
$$G_{\text{remblais}} = 1,5 \times 1,8 = 2,7 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{radier}} = 1,875 + 0,25 + 0,116 + 2,7 = 4,94 \text{ t/m}^2; \sigma_{\text{max}} = 14,66 \text{ t/m}^2$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{radier}} = 14,66 - 4,94 = 9,72 \text{ t/m}^2$$

3.2.Exemple de calcul :

Poutre du sens principale :



Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture :

Calcul de (Q1 ; Q2) : C'est la charge uniforme équivalent pour le calcul des moments

Calcul de Q1 (travée AB) : $L_{x1} = 4,45\text{m}$; $L_{y1} = 4,75\text{ m}$

$L_{x2} = 4,15\text{m}$; $L_{y2} = 4,35\text{ m}$

$$Q1 = q/2 [(1-(L_{x2}^2/3L_{y2}^2)).L_{x2}] + (2/3qL_{y2}$$

$$Q1 = 9,72/2 [(1-(4,15^2/3 \times 4,35^2)).4,15] + (2/3 \times 9,72 \times 4,35)/2 = 28,144 \text{ t/m}$$

Calcul de Q2 (travée BC) :

$$Q2 = q/2 [(1-(L_{x1}^2/3L_{y1}^2)).L_{x1} + (1-L_{x2}^2/3L_{y1}^2)L_{x2}]$$

$$Q2 = 9,72/2 [(1-(4,45^2/3 \times 4,75^2)).4,45 + (1-4,15^2/3 \times 4,75^2)4,15] = 30,34 \text{ t/m}$$

Calcul des moments :

La méthode de trois moments :

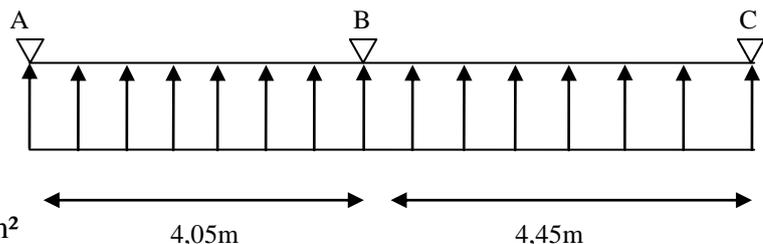
$$M_0^{AB} = Ql^2/8 = 62,21\text{t.m}$$

$$a_n = b_n = 2,025 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3.L_n . M_0^{AB} = 167,967 \text{ m}^2$$

$$M_0^{BC} = Ql^2/8 = 75,10.\text{m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 2,225\text{m}$$



$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0^{BC} = 222,797 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow 4,05M_A + 2(4,05 + 4,4)M_B + 4,45M_C = -6[(167,967 \times 2,025/4,05 + 222,797 \times 2,225/4,45)]$$

Avec: $M_A = -0,2$, $M_0^{AB} = -12,442 \text{ t.m}$

$$M_C = -0,2$$
, $M_0^{BC} = -15,02 \text{ t.m}$

$$\Rightarrow 17M_B + 1055,063 = 0$$

$$\Rightarrow M_B = -62,06 \text{ t.m}$$

Les moments en travées : $M_t^{AB} = [(M_A + M_B)/2] + M_0^{AB} = 24,959 \text{ t.m}$

$$M_t^{BC} = [(M_B + M_C)/2] + M_0^{BC} = 36,56 \text{ t.m}$$

Calcul du ferrillage:

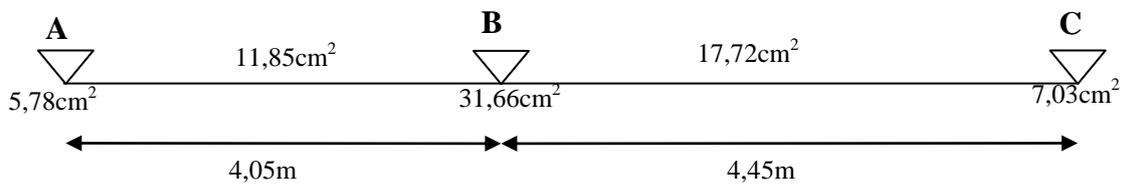
Travée (AB): $A_s = 11,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$, on adopte (6T16+6T14)/ml soit $A_s = 21,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Travée (BC): $A_s = 17,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$, on adopte (6T16+6T14)/ml soit $A_s = 21,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$

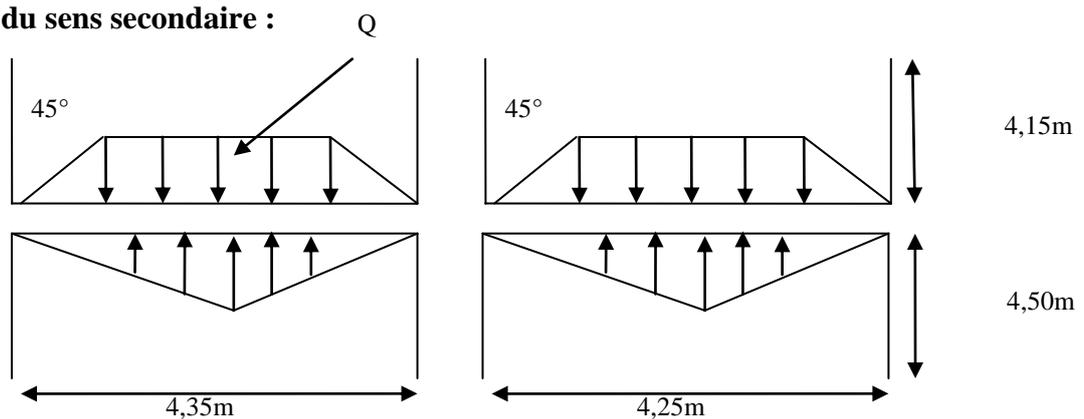
Appuis(A): $A_s = 5,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$, on adopte 4T20/ml soit $A_s = 12,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Appuis(B): $A_s = 31,66 \text{ cm}^2/\text{ml}$, on adopte (8T20+4T16)/ml soit $A_s = 33,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Appuis(C): $A_s = 7,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$, on adopte 4T20/ml soit $A_s = 12,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$



Poutre du sens secondaire :



Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture :

Calcul de (Q1 ; Q2) : C'est la charge uniforme équivalent pour le calcul des moments

Calcul de Q1 (travée AB) : $L_{x1} = 4,50 \text{ m}$; $L_{y1} = 4,25 \text{ m}$

$$L_{x2} = 4,15 \text{ m} ; L_{y2} = 4,35 \text{ m}$$

$$Q1 = q/2 [(1-(Lx_2^2/3Ly_2^2)).Lx_2] + (2/3qLy_2)/2$$

$$Q1 = 9,72/2 [(1-(4,15^2/3 \times 4,35^2)).4,15] + (2/3 \times 9,72 \times 4,35)/2 = 28,144 \text{ t/m}$$

Calcul de Q2 (travée BC) :

$$Q2 = q/2 [(1-(Lx_2^2/3Ly_1^2)).Lx_2] + (2/3qLy_1)/2$$

$$Q2 = 9,72/2 [(1-(4,15^2/3 \times 4,25^2)).4,15] + (2/3 \times 9,72 \times 4,25)/2 = 27,35 \text{ t/m}$$

Calcul des moments :

La méthode de trois moments :

$$M_0^{AB} = Ql^2/8 = 57,70 \text{ t.m}$$

$$a_n = b_n = 2,025 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_0^{AB} = 155,79 \text{ m}^2$$

$$M_0^{BC} = Ql^2/8 = 54,89 \text{ t.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,975 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0^{BC} = 144,54 \text{ m}^2$$

$$(1) \Rightarrow 4,05M_A + 2(4,05 + 3,95)M_B + 3,95M_C = -6[(155,79 \times 2,025/4,05) + (144,54 \times 1,975/3,95)]$$

$$\text{Avec: } M_A = -0,2. M_0^{AB} = -11,54 \text{ t.m}$$

$$M_C = -0,2. M_0^{BC} = -10,98 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow 16M_B = -810,882$$

$$\Rightarrow M_B = -50,68 \text{ t.m}$$

Les moments en travées : $M_t^{AB} = [(M_A + M_B)/2] + M_0^{AB} = 26,59 \text{ t.m}$

$$M_t^{BC} = [(M_B + M_C)/2] + M_0^{BC} = 24,06 \text{ t.m}$$

Calcul du ferrailage:

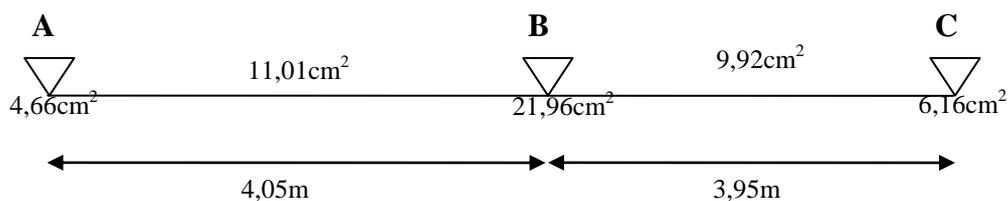
Travée (AB): $As = 11,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$, on adopte $2 \times 4T14/\text{ml}$ soit $As = 12,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Travée (BC): $As = 9,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$, on adopte $2 \times 4T14/\text{ml}$ soit $As = 12,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Appuis(A): $As = 4,66 \text{ cm}^2/\text{ml}$, on adopte $4T16/\text{ml}$ soit $As = 8,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Appuis(B): $As = 21,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$, on adopte $(2 \times 4T16) + 4T14/\text{ml}$ soit $As = 22,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Appuis(C): $As = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$, on adopte $4T16/\text{ml}$ soit $As = 8,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$



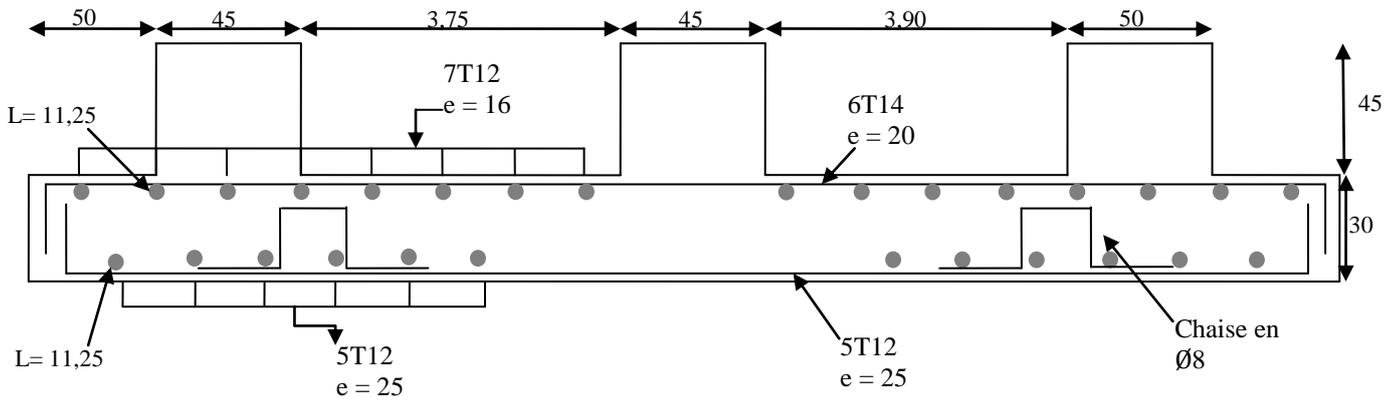


Figure VI.3.Ferrailage du radier

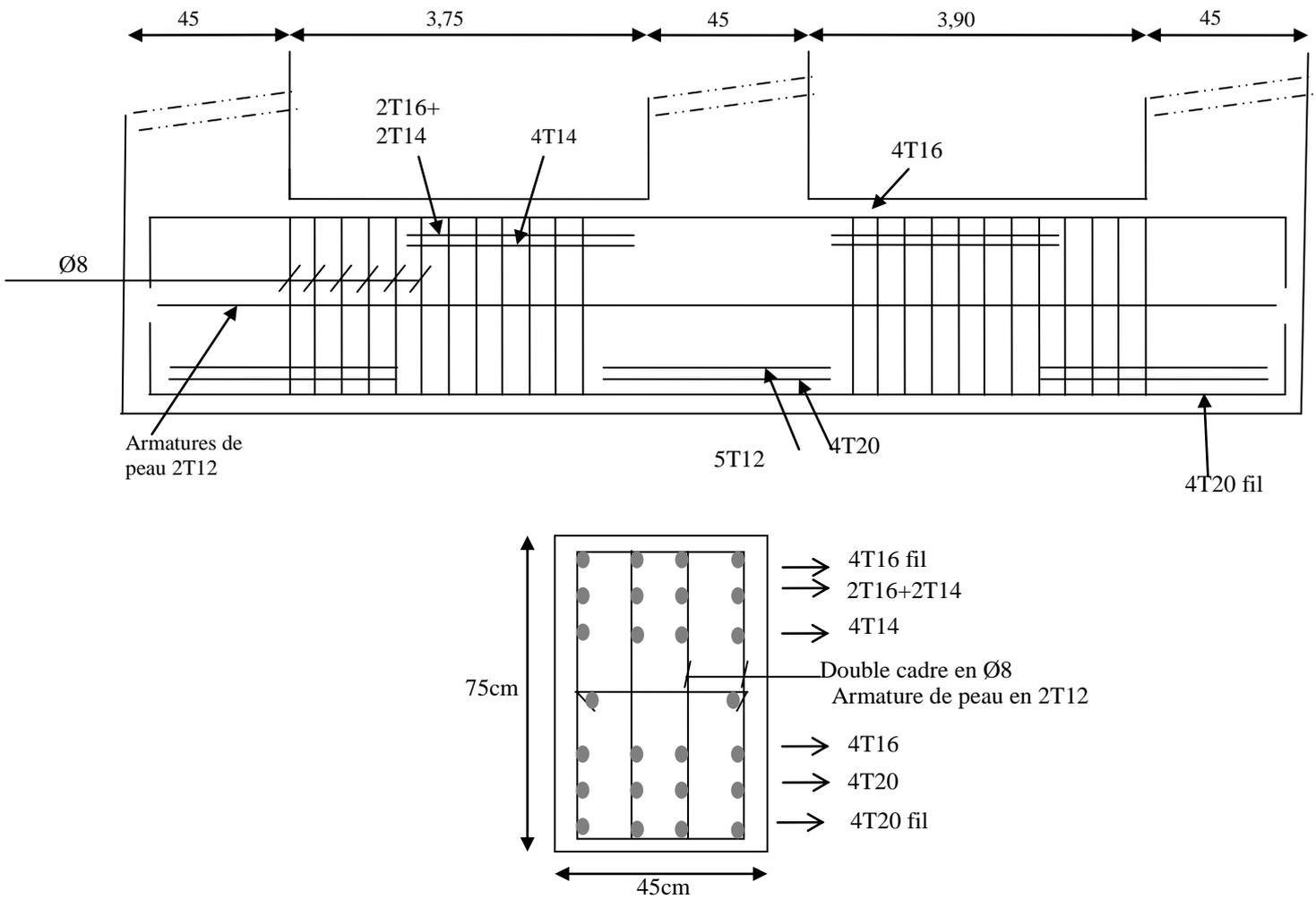


Figure VI.4.Ferrailage de poutre libage sens principale

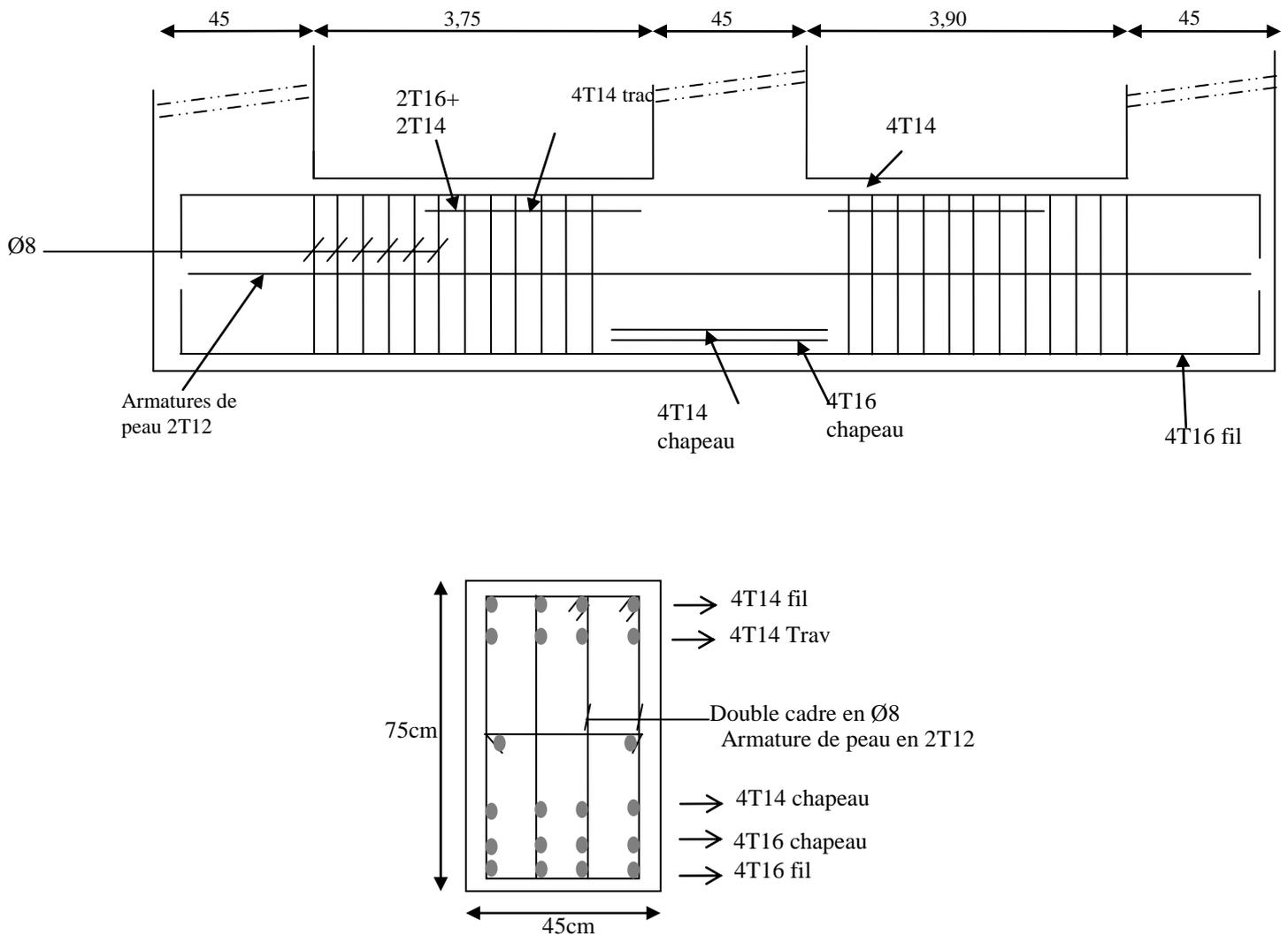


Figure VI.5. Ferrailage de poutre libage sens

4. Longrine : D'après R.P.A la section minimale de longrine est de $(25 \times 30) \text{ cm}^2$ pour un sol meuble.

Avec : $F = N_{\max} / \alpha$; $N_{\max} = 1620,37 \text{ kN}$ et $\alpha = 15$

Le ferrailage minimale est de 0,6% b x h, l'espacement ne doit pas dépasser de (20cm, 15Ø).

Dimensionnement : $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ avec : $N_{\max} = 1620,37 \text{ kN}$

$$A_s = N_{\max} / 15\sigma_s = 1620,37 \times 10^3 / 15 \times 348 \times 10^2 = 3,10 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,6\% \text{ b x h} = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2 = A_{\min} > A_s$$

On adopte : $3T12 + 3T12 = 6,78 \text{ cm}^2$

Armatures transversale : $\varnothing_t \leq \min (\varnothing_1; h/35 ; b/10) \Rightarrow \varnothing_t \leq \min (12; 8,5 ; 25)$

$\varnothing_t \leq 8,5 \text{ mm}$; on prend $\varnothing_t = 6\text{mm}$, $A_{\varnothing 6} = 0,85\text{cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \times 25 \times 27 \times 2,1 / 400 = 0,815 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,815 \text{ cm}^2 < A_s = 6,78 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

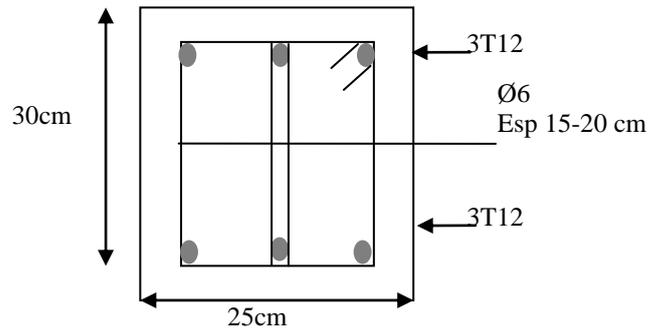


Figure VI.6. Coupe transversale de longrine

Chapitre VII

Chapitre VII : Etude paramétrique

1. Introduction :

Il est nécessaire d'étudier l'influence des paramètres influant sur la stabilité des structures vis à vis du séisme et la réponse des structures mixte, afin d'éviter le maximum des dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène d'instabilité. Plusieurs paramètres ont une influence sur la résistance et la stabilité des structures mixtes, parmi eux nous visons à étudier les paramètres influant sur l'implantation du projet dans un entre site, parlons d'une adaptation au sol d'un projet, il est nécessaire de voir l'influence des paramètres que nous jugeons utiles pour cette analyse, à savoir:

- Influence du site: cas d'une adaptation au sol d'un projet dans la même zone sismique.
- Influence de la zone sismique: cas d'une adaptation au sol d'un projet dans une autre zone sismique.

Afin de présenter cette analyser, il est important de choisir une conception qui répond à cette analyse, lors de notre analyse nous avons jugé que la septième variante du chapitre de l'étude sismique, dont la vue en plan est représenté sur la figure VII.1 .

Détermination des poids (W_t) de la structure : pour système mixte "portique-voile", le poids G_t des éléments du système auto stable restera le même dans l'étude des systèmes de contreventement, on ajoute seulement le poids des voiles dans les différents niveaux. Dans notre cas le poids total retenu est : 3106,985t.

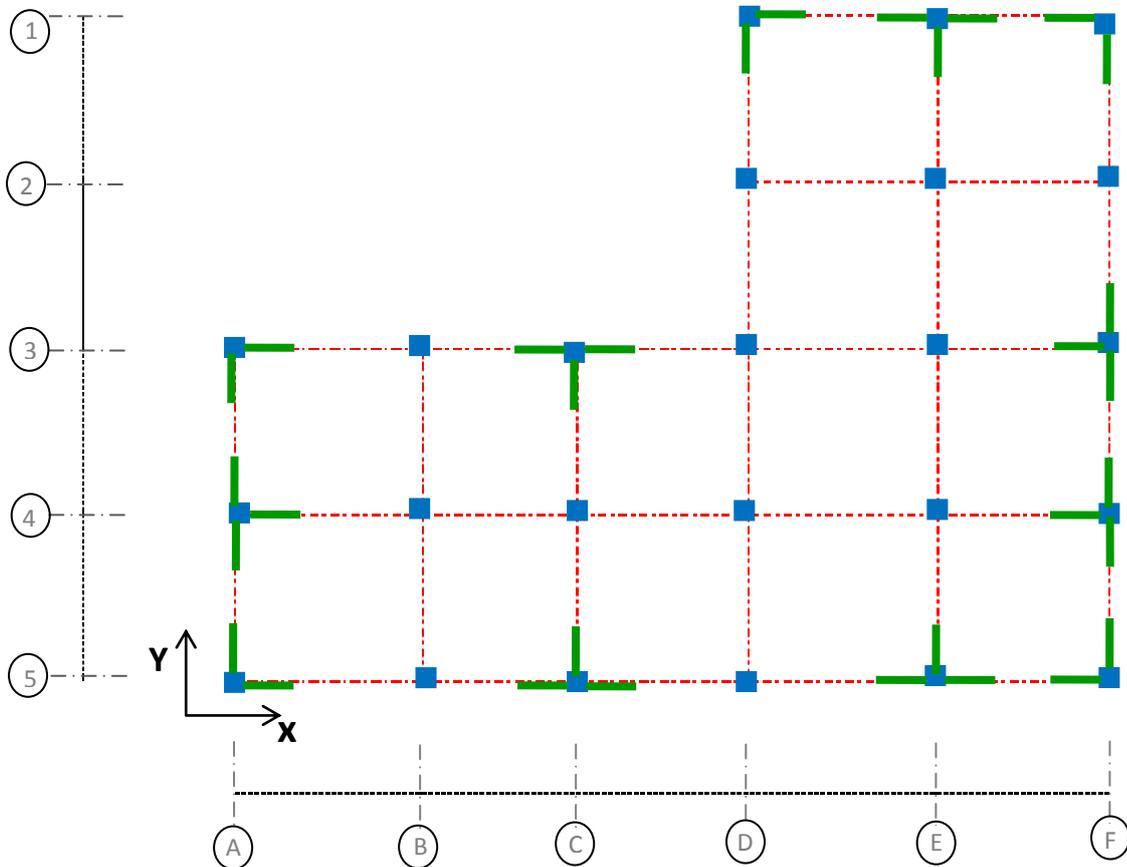
Variante concernée par l'étude paramétrique:7^{ème} variante :

Figure VII.1. Vue en plan des répartitions des voiles.

2. Influence des paramètres de la nature du sol et de la zone sismique.**2.1. Effet de la nature de sol :**

On fixe la zone I et le groupe d'usage 2 toute en variant l'effet du site (nature du sol) .

2.1. 1. Pour un sol rocheux S1 :

$$\xi = 7, \quad \eta = 0,88, \quad C_T = 0,05, \quad Q = 1,2$$

$$\text{Site S1:} \quad T_1 = 0,15\text{s}$$

$$T_2 = 0,30\text{ s}$$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$\mathbf{1^{er} formule :} \quad T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{Ou : } h_n = 31,45\text{ m}$$

$C_T = 0,05$ contreventement assuré partiellement par des voile

$$\text{Donc : } T = 0,050 \cdot (31,45)^{3/4} = T_{x1} = 0,66\text{sec}$$

$$T_{y1} = 0,66\text{sec}$$

2^{ème} formule : $T = 0,09 h_n / \sqrt{D}$ Ou : $D_x = 22,80 \text{ m}$
 $D_y = 17,55 \text{ m}$

Donc : $T_{x2} = 0,09 \times 31,45 / \sqrt{22,80} = 0,59$

$T_{y2} = 0,09 \times 31,45 / \sqrt{17,55} = 0,67$

Alors : $T_x = \min (T_{x1} , T_{x2}) = \min (0,66 ; 0,59) = 0,59 \text{ sec}$

$T_y = \min (T_{y1} , T_{y2}) = \min (0,66 ; 0,67) = 0,66 \text{ sec}$

Facteur d'amplification moyen de sol :

$D_x = 2,5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times (0,30/0,59)^{2/3} = 1,40$

$D_y = 2,5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times (0,30/0,66)^{2/3} = 1,30$

Donc : $V_x = (A.D_x.Q / R) W = (0,1 \times 1,40 \times 1,20/4) \times 3106,985 = 130,49 \text{ t}$

$V_y = (A.D_y.Q / R) W = (0,1 \times 1,30 \times 1,20/4) \times 3106,985 = 121,17 \text{ t}$

Sens longitudinal : $V_{dx} = 137,01 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 130,49 = 104,39 \text{ t} \dots$ condition vérifiée

Sens transversal : $V_{dy} = 123,42 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 121,17 = 96,94 \text{ t} \dots$ condition vérifiée

On doit vérifiée aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de période statique fondamentale " T "

$T_{dyn} = 0,595 \text{ sec} < 30\% T_x = 1,3 \times 0,59 = 0,767 \text{ sec} \dots$ condition vérifiée

$T_{dyn} = 0,595 \text{ sec} < 30\% T_y = 1,3 \times 0,66 = 0,858 \text{ sec} \dots$ condition vérifiée

2.1. 2. Pour un sol ferme S2 :

$\xi = 7, \quad \eta = 0,88, \quad C_T = 0,05, \quad Q = 1,2$

Site S2: $T_1 = 0,15 \text{ s}$

$T_2 = 0,40 \text{ s}$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

1^{er} formule : $T = C_T \cdot h_n^{3/4}$ Ou : $h_n = 31,45 \text{ m}$

$C_T = 0,05 \dots$ contreventement assuré partiellement par des voiles

Donc : $T = 0,050 \cdot (31,45)^{3/4} = T_{x1} = 0,66 \text{ sec}$

$T_{y1} = 0,66 \text{ sec}$

2^{er} formule : $T = 0,09 h_n / \sqrt{D}$ Ou : $D_x = 22,80 \text{ m}$

$D_y = 17,55 \text{ m}$

Donc : $T_{x2} = 0,09 \times 31,45 / \sqrt{22,80} = 0,59$

$$T_{y2} = 0,09 \times 31,45 / \sqrt{17,55} = 0,67$$

$$\text{Alors : } T_x = \min (T_{x1} , T_{x2}) = \min (0,66 ; 0,59) = 0,59 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (T_{y1} , T_{y2}) = \min (0,66 ; 0,67) = 0,66 \text{ sec}$$

Facteur d'amplification moyen de sol :

$$D_x = 2,5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times (0,40/0,59)^{2/3} = 1,7$$

$$D_y = 2,5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times (0,40/0,66)^{2/3} = 1,57$$

$$\text{Donc : } V_x = (A \cdot D_x \cdot Q / R) W = (0,1 \times 1,7 \times 1,20/4) \times 3106,985 = 158,46 \text{ t}$$

$$V_y = (A \cdot D_y \cdot Q / R) W = (0,1 \times 1,57 \times 1,20/4) \times 3106,985 = 146,34 \text{ t}$$

Sens longitudinal : $V_{dx} = 161,87 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 158,46 = 126,77 \text{ t}$...condition vérifiée

Sens transversal : $V_{dy} = 146,43 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 146,34 = 117,07 \text{ t}$ condition vérifiée

On doit vérifiée aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de période statique fondamentale « T »

$$T_{dyn} = 0,595 \text{ sec} < 30\% T_x = 1,3 \times 0,59 = 0,767 \text{ sec} \dots \text{condition vérifiée}$$

$$T_{dyn} = 0,595 \text{ sec} < 30\% T_y = 1,3 \times 0,66 = 0,858 \text{ sec} \dots \text{condition vérifiée}$$

2.1.3. Pour un sol meuble S3 :

$$\xi = 7, \quad \eta = 0,88, \quad C_T = 0,05, \quad Q = 1,2$$

$$\text{Site S3: } T_1 = 0,15 \text{ s}$$

$$T_2 = 0,50 \text{ s}$$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$\mathbf{1^{er} formule : } T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{Ou : } h_n = 31,45 \text{ m}$$

$$C_T = 0,05 \dots \text{contreventement assuré partiellement par des voiles}$$

$$\text{Donc : } T = 0,050 \cdot (31,45)^{3/4} = T_{x1} = 0,66 \text{ sec}$$

$$T_{y1} = 0,66 \text{ sec}$$

$$\mathbf{2^{er} formule : } T = 0,09 h_n / \sqrt{D} \quad \text{Ou : } D_x = 22,80 \text{ m}$$

$$D_y = 17,55 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } T_{x2} = 0,09 \times 31,45 / \sqrt{22,80} = 0,59$$

$$T_{y2} = 0,09 \times 31,45 / \sqrt{17,55} = 0,67$$

$$\text{Alors : } T_x = \min (T_{x1} , T_{x2}) = \min (0,66 ; 0,59) = 0,59 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (T_{y1} , T_{y2}) = \min (0,66 ; 0,67) = 0,66 \text{ sec}$$

Facteur d'amplification moyen de sol :

$$D_x = 2,5\eta(T_2/T_x)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times (0,50/0,59)^{2/3} = 1,97$$

$$D_y = 2,5\eta(T_2/T_y)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times (0,50/0,66)^{2/3} = 1,83$$

$$\text{Donc : } V_x = (A.D_x.Q / R) W = (0,1 \times 1,97 \times 1,20/4) \times 3106,985 = 146,90 \text{ t}$$

$$V_y = (A.D_y.Q / R) W = (0,1 \times 1,83 \times 1,20/4) \times 3106,985 = 136,46 \text{ t}$$

Sens longitudinal : $V_{dx} = 185,64 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 146,90 = 117,52 \text{ t}$... condition vérifiée

Sens transversal : $V_{dy} = 167,64 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 136,46 = 109,17 \text{ t}$... condition vérifiée

On doit vérifiée aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de période statique fondamentale « T »

$$T_{dyn} = 0,595 \text{ sec} < 30\%T_x = 1,3 \times 0,59 = 0,767 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$T_{dyn} = 0,595 \text{ sec} < 30\%T_y = 1,3 \times 0,66 = 0,858 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2.1.4. Pour un sol très meuble S4 :

$$\xi = 7, \quad \eta = 0,88, \quad C_T = 0,05, \quad Q = 1,2$$

$$\text{Site S4: } T_1 = 0,15 \text{ s}$$

$$T_2 = 0,70 \text{ s}$$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$\mathbf{1^{er} formule : } T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{Ou : } h_n = 31,45 \text{ m}$$

$$C_T = 0,05 \dots \dots \text{contreventement assuré partiellement par des voile}$$

$$\text{Donc : } T = 0,050 \cdot (31,45)^{3/4} = T_{x1} = 0,66 \text{ sec}$$

$$T_{y1} = 0,66 \text{ sec}$$

$$\mathbf{2^{er} formule : } T = 0,09 h_n / \sqrt{D} \quad \text{Ou : } D_x = 22,80 \text{ m}$$

$$D_y = 17,55 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } T_{x2} = 0,09 \times 31,45 / \sqrt{22,80} = 0,59$$

$$T_{y2} = 0,09 \times 31,45 / \sqrt{17,55} = 0,67$$

$$\text{Alors : } T_x = \min (T_{x1}, T_{x2}) = \min (0,66 ; 0,59) = 0,59 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (T_{y1}, T_{y2}) = \min (0,66 ; 0,67) = 0,66 \text{ sec}$$

Facteur d'amplification moyen de sol :

$$D = 2,5\eta = 2,5 \times 0,88 = 2,2$$

$$\text{Donc : } V_x = (A.D_x.Q / R) W = (0,1 \times 2,2 \times 1,20/4) \times 3106,985 = 205,06 \text{ t}$$

$$V_y = (A.D_y.Q / R) W = (0,1 \times 2,2 \times 1,20/4) \times 3106,985 = 205,06 \text{ t}$$

Sens longitudinal : $V_{dx}=185,65t > 80\% V_{st} = 80\%.205,06 = 164,05t \dots$ condition vérifiée

Sens transversal : $V_{dy}=187,93 t > 80\% V_{st} = 80\%.205,06= 164,05t \dots$ condition vérifiée

On doit vérifiée aussi que la p eriod e dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de p eriod e statique fondamentale « T »

$T_{dyn} = 0,595 \text{ sec} < 30\%T_x = 1,3 \times 0,59 = 0,767\text{sec} \dots$ condition vérifiée

$T_{dyn} = 0,595 \text{ sec} < 30\%T_y = 1,3 \times 0,66 = 0,858\text{sec} \dots$ condition vérifiée

Nous présentons sur le tableau VII.1 les résultats de l'effet du site sur la participation modale, la p eriod e, L'effort tranchant et le déplacement.

Tableau VII.1. Regroupant les résultats de l'effet du site.

Effet de la nature de sol					
	Direction	S1	S2	S3	S4
participation modale (%)	x	92,54	92,54	92,54	92,54
	y	92,08	92,08	92,08	92,08
P�eriod�e T (s)	x	0,595	0,595	0,595	0,595
	y	0,595	0,595	0,595	0,595
L'effort tranchant V (t)	x	137,01	161,87	185,65	185,65
	y	123,42	146,43	187,93	187,93
Le déplacement (cm)	x	2,476	2,840	3,416	3,416
	y	3,292	3,272	4,468	5,004

2.2. Effet de la zone sismique :

On fixe le sol ferme S2 et le groupe 2 toute en variant la zone sismique :

2.2.1. Pour la zone I :

$$\xi = 7, \quad \eta = 0,88, \quad C_T = 0,05, \quad Q = 1,2$$

$$T_1 = 0,15\text{s} \text{ et } T_2 = 0,40 \text{ s}$$

Le coefficient d'accélération de zone sera égal à : $A = 0,10$

Estimation de la p eriod e fondamentale de la structure :

1^{er} formule : $T = C_T \cdot h_n^{3/4}$ Ou : $h_n = 31,45 \text{ m}$

$C_T = 0,05$ contreventement assuré partiellement par des voiles

$$\text{Donc : } T = 0,050 \cdot (31,45)^{3/4} = T_{x1} = 0,66 \text{ sec}$$

$$T_{y1} = 0,66 \text{ sec}$$

2^{er} formule : $T = 0,09 h_n / \sqrt{D}$ Ou : $D_x = 22,80 \text{ m}$

$$D_y = 17,55 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } T_{x2} = 0,09 \times 31,45 / \sqrt{22,80} = 0,59$$

$$T_{y2} = 0,09 \times 31,45 / \sqrt{17,55} = 0,67$$

$$\text{Alors : } T_x = \min (T_{x1} , T_{x2}) = \min (0,66 ; 0,59) = 0,59 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (T_{y1} , T_{y2}) = \min (0,66 ; 0,67) = 0,66 \text{ sec}$$

Facteur d'amplification moyen de sol :

$$D_x = 2,5 \eta (T_2 / T_x)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times (0,40 / 0,59)^{2/3} = 1,7$$

$$D_y = 2,5 \eta (T_2 / T_y)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times (0,40 / 0,66)^{2/3} = 1,57$$

$$\text{Donc : } V_x = (A \cdot D_x \cdot Q / R) W = (0,1 \times 1,7 \times 1,20 / 4) \times 3106,985 = 158,46 \text{ t}$$

$$V_y = (A \cdot D_y \cdot Q / R) W = (0,1 \times 1,57 \times 1,20 / 4) \times 3106,985 = 146,34 \text{ t}$$

Sens longitudinal : $V_{dx} = 161,87 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 158,46 = 126,77 \text{ t}$...condition vérifiée

Sens transversal : $V_{dy} = 146,43 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 146,34 = 117,07 \text{ t}$ condition vérifiée

On doit vérifiée aussi que la p eriod e dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de p eriod e statique fondamentale « T »

$$T_{dyn} = 0,595 \text{ sec} < 30\% T_x = 1,3 \times 0,59 = 0,767 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$T_{dyn} = 0,595 \text{ sec} < 30\% T_y = 1,3 \times 0,66 = 0,858 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2.2.2. Pour la zone IIa :

$$\xi = 7, \quad \eta = 0,88, \quad C_T = 0,05, \quad Q = 1,2$$

$$T_1 = 0,15 \text{ s} \text{ et } T_2 = 0,40 \text{ s}$$

Le coefficient d'accélération de zone sera égal à : $A = 0,15$

Estimation de la p eriod e fondamentale de la structure :

1^{er} formule : $T = C_T \cdot h_n^{3/4}$ Ou : $h_n = 31,45 \text{ m}$

$C_T = 0,05$ contreventement assur e partiellement par des voiles

$$\text{Donc : } T = 0,050 \cdot (31,45)^{3/4} = T_{x1} = 0,66 \text{ sec}$$

$$T_{y1} = 0,66 \text{ sec}$$

2^{er} formule : $T = 0,09 h_n / \sqrt{D}$ Ou : $D_x = 22,80 \text{ m}$

$$D_y = 17,55 \text{ m}$$

Donc : $T_{x2} = 0,09 \times 31,45 / \sqrt{22,80} = 0,59$

$$T_{y2} = 0,09 \times 31,45 / \sqrt{17,55} = 0,67$$

Alors : $T_x = \min (T_{x1} , T_{x2}) = \min (0,66 ; 0,59) = 0,59 \text{ sec}$

$$T_y = \min (T_{y1} , T_{y2}) = \min (0,66 ; 0,67) = 0,66 \text{ sec}$$

Facteur d'amplification moyen de sol :

$$D_x = 2,5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times (0,40/0,59)^{2/3} = 1,7$$

$$D_y = 2,5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times (0,40/0,66)^{2/3} = 1,57$$

Donc : $V_x = (A.D_x.Q / R) W = (0,15 \times 1,7 \times 1,20/4) \times 3106,985 = 237,68 \text{ t}$

$$V_y = (A.D_y.Q / R) W = (0,15 \times 1,57 \times 1,20/4) \times 3106,985 = 219,51 \text{ t}$$

Sens longitudinal : $V_{dx} = 247,59 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 237,68 = 190,14 \text{ t} \dots$ condition vérifiée

Sens transversal : $V_{dy} = 219,71 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 219,51 = 175,61 \text{ t} \dots$ condition vérifiée

On doit vérifiée aussi que la p eriod e dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de p eriod e statique fondamentale « T »

$$T_{dyn} = 0,595 \text{ sec} < 30\% T_x = 1,3 \times 0,59 = 0,767 \text{ sec} \dots \text{condition vérifiée}$$

$$T_{dyn} = 0,595 \text{ sec} < 30\% T_y = 1,3 \times 0,66 = 0,858 \text{ sec} \dots \text{condition vérifiée}$$

2.2.3. Pour la zone IIb :

$$\xi = 7, \quad \eta = 0,88, \quad C_T = 0,05, \quad Q = 1,2$$

$$T_1 = 0,15 \text{ s} \text{ et } T_2 = 0,40 \text{ s}$$

Le coefficient d'accélération de zone sera égal à : $A = 0,20$

Estimation de la p eriod e fondamentale de la structure :

1^{er} formule : $T = C_T \cdot h_n^{3/4}$ Ou : $h_n = 31,45 \text{ m}$

$C_T = 0,05 \dots$ contreventement assur e partiellement par des voiles

Donc : $T = 0,050 \cdot (31,45)^{3/4} = T_{x1} = 0,66 \text{ sec}$

$$T_{y1} = 0,66 \text{ sec}$$

2^{er} formule : $T = 0,09 h_n / \sqrt{D}$ Ou : $D_x = 22,80 \text{ m}$

$$D_y = 17,55 \text{ m}$$

Donc : $T_{x2} = 0,09 \times 31,45 / \sqrt{22,80} = 0,59$

$$T_{y2} = 0,09 \times 31,45 / \sqrt{17,55} = 0,67$$

$$\text{Alors : } T_x = \min (T_{x1} , T_{x2}) = \min (0,66 ; 0,59) = 0,59 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (T_{y1} , T_{y2}) = \min (0,66 ; 0,67) = 0,66 \text{ sec}$$

Facteur d'amplification moyen de sol :

$$D_x = 2,5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times (0,40/0,59)^{2/3} = 1,7$$

$$D_y = 2,5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times (0,40/0,66)^{2/3} = 1,57$$

$$\text{Donc : } V_x = (A \cdot D_x \cdot Q / R) W = (0,20 \times 1,7 \times 1,20/4) \times 3106,985 = 316,91 \text{ t}$$

$$V_y = (A \cdot D_y \cdot Q / R) W = (0,20 \times 1,57 \times 1,20/4) \times 3106,985 = 292,68 \text{ t}$$

Sens longitudinal : $V_{dx} = 317,47 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 316,91 = 253,53 \text{ t} \dots$ condition vérifiée

Sens transversal : $V_{dy} = 299,59 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 292,68 = 234,14 \text{ t} \dots$ condition vérifiée

On doit vérifiée aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de période statique fondamentale « T »

$$T_{dyn} = 0,595 \text{ sec} < 30\% T_x = 1,3 \times 0,59 = 0,767 \text{ sec} \dots \text{condition vérifiée}$$

$$T_{dyn} = 0,595 \text{ sec} < 30\% T_y = 1,3 \times 0,66 = 0,858 \text{ sec} \dots \text{condition vérifiée}$$

2.2.4. Pour la zone III :

$$\xi = 7, \quad \eta = 0,88, \quad C_T = 0,05, \quad Q = 1,2$$

$$T_1 = 0,15 \text{ s} \text{ et } T_2 = 0,40 \text{ s}$$

Le coefficient d'accélération de zone sera égal à : $A = 0,25$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$\mathbf{1^{er} formule : } T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{Ou : } h_n = 31,45$$

$C_T = 0,05 \dots$ contreventement assuré partiellement par des voile

$$\text{Donc : } T = 0,050 \cdot (31,45)^{3/4} = T_{x1} = 0,66 \text{ sec}$$

$$T_{y1} = 0,66 \text{ sec}$$

$$\mathbf{2^{er} formule : } T = 0,09 h_n / \sqrt{D} \quad \text{Ou : } D_x = 22,80 \text{ m}$$

$$D_y = 17,55 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } T_{x2} = 0,09 \times 31,45 / \sqrt{22,80} = 0,59$$

$$T_{y2} = 0,09 \times 31,45 / \sqrt{17,55} = 0,67$$

$$\text{Alors : } T_x = \min (T_{x1} , T_{x2}) = \min (0,66 ; 0,59) = 0,59 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (T_{y1} , T_{y2}) = \min (0,66 ; 0,67) = 0,66 \text{ sec}$$

Facteur d'amplification moyen de sol :

$$D_x = 2,5\eta(T_2/T_x)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times (0,40/0,59)^{2/3} = 1,7$$

$$D_y = 2,5\eta(T_2/T_y)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times (0,40/0,66)^{2/3} = 1,57$$

$$\text{Donc : } V_x = (A.D_x.Q / R) W = (0,25 \times 1,7 \times 1,20/4) \times 3106,985 = 396,14t$$

$$V_y = (A.D_y.Q / R) W = (0,25 \times 1,57 \times 1,20/4) \times 3106,985 = 365,85t$$

Sens longitudinal : $V_{dx} = 407,07 t > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 396,14 = 316,912t$...condition vérifiée

Sens transversal : $V_{dy} = 366,96t > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 365,85 = 292,68t$ condition vérifiée

On doit vérifiée aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de période statique fondamentale « T »

$$T_{dyn} = 0,595 \text{ sec} < 30\%T_x = 1,3 \times 0,59 = 0,767\text{sec} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$T_{dyn} = 0,595 \text{ sec} < 30\%T_y = 1,3 \times 0,66 = 0,858\text{sec} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

De la même façon, nous présentons sur le tableau VII.2 les résultats de l'effet de la zone sismique sur la participation modale, la période, L'effort tranchant et le déplacement.

Tableau VII.2. Regroupant les résultats de l'effet de la zone sismique.

Effet de la zone sismique					
	Direction	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
participation modale (%)	x	92,54	92,54	92,54	92,54
	y	92,08	92,08	92,08	92,08
Période T (s)	x	0,595	0,595	0,595	0,595
	y	0,595	0,595	0,595	0,595
L'effort tranchant V (t)	x	161,87	247,59	317,47	407,07
	y	146,43	219,71	299,59	366,96
Le déplacement (cm)	x	2,840	4,508	5,728	7,344
	y	3,272	5,716	7,664	9,336

3. Calcul des joints sismiques pour le différent assemblage:

Présentation du joint parasismique: Le joint parasismique est un espace vide de tout matériau, que l'on réalise entre deux constructions mitoyennes ou pour séparer les modules d'un bâtiment de forme complexe. Par exemple, dans le cas d'une construction en L, on construira

deux modules indépendants séparés par un joint sismique. Le joint parasismique a pour but d'éviter tout entrechoquement entre les bâtiments. Ce n'est pas le cas du joint de dilatation qui est trop faiblement dimensionné et n'est pas vide. De fait, en zone sismique, tout joint de dilatation doit être remplacé par un joint parasismique en raison de ces impératifs de non entrechoquement.

Qu'est-ce qu'un joint parasismique ? Le joint parasismique est un élément clé en construction parasismique. Son implantation répond aux réglementations parasismiques Algérien RPA 99 version 2003 et il peut permettre d'éviter d'importants dégâts lors de séismes, dans le cas où un bâtiment s'entrechoque avec les bâtiments voisins sous l'effet des secousses. Si le joint parasismique peut être laissé nu, sans ajout d'un matériau quelconque, il est également possible de le couvrir à l'aide d'un couvre-joint parasismique, qui va accompagner les mouvements structurels des bâtiments.

Rôle du joint parasismique: En cas de séisme, les édifices subissent des forces oscillatoires de plus ou moins de forte amplitude et courent le risque de s'entrechoquer. Si aucun joint parasismique n'est prévu, c'est généralement ce qu'il se passe, avec d'importants dégâts matériels à la clé. Le bâtiment peut même s'effondrer. L'insertion d'un joint sismique, particulièrement en milieu urbain qui présente une forte densité de construction, offre un espace de liberté dans lequel s'expriment les oscillations, cisaillements, torsions et autres déformations engendrées par les secousses sismiques. Ainsi, le risque est moindre pour les bâtiments de s'entrechoquer, ce qui réduit le risque de dommage pour l'ouvrage en lui-même ainsi que pour son voisinage direct.

Spécificités du joint parasismique: Le joint sismique vise à empêcher ou au moins à compenser les oscillations asynchrones provoquées par les tremblements de terre, qui peuvent causer d'importants dommages. Si ce type de joint offre la possibilité de scinder plusieurs éléments d'un même bâtiment, on l'emploie surtout dans des cas particuliers. Ainsi, le joint parasismique convient tout particulièrement dans le cas de constructions parasismiques nécessitant la mise en place de joints de dilatation ou de joints de structure. Ses dimensions sont calculées en fonction des déformations possibles des constructions, avec un minimum réglementaire pour les ouvrages à risque normal de façon à permettre le déplacement des blocs voisins sans aucun entrechoquement.

Dispositions minimales: Un joint sismique doit être dimensionné pour que l'espacement entre les deux structures limite le risque de ruine par entrechoquement. Il doit être libre de tout matériau et une distance minimale de 40 mm est recommandée par le RPA. Il n'est pas nécessaire de prolonger le joint sismique dans les fondations. Pour deux structures indépendantes séparées par un joint sismique et supportées par les mêmes fondations, le calcul de celles-ci doit tenir compte de la descente de charges simultanée des deux ouvrages le cas échéant.

Dimensionnement d'un joint sismique d'après réglementations parasismique Algérien RPA 99 version 2003: En situation sismique, il est nécessaire de prévoir un joint sismique avec une distance minimale entre deux bâtiments voisins, permettant d'éviter l'entrechoquement. Pour un bâtiment de forme complexe, il peut être intéressant de le découper par des joints sismiques afin de ne plus avoir que des parties structurales de forme simple. Pour créer et dimensionner un joint sismique, des exigences minimales doivent être respectées.

Nous visons comme assemblage ce qui suit:

- Assemblage angle-angle,
- Assemblage angle-barre,
- Assemblage barre-barre,

Nous avons retenu comme bloc angle; notre présente étude, et comme bloc barre celui de nos collègues de la promotion juin 2022 Mr Taibi Brahim et Mlle Zerrouki Abir.

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{\min} Satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés calculé au niveau du sommet du bloc incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations

Tableau VII.3. Valeurs des déplacement en fonction de zone sismique pour les deux type de structures.

Bloc Angle	Direction	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
Le déplacement (cm)	x	2,840	4,508	5,728	7,344
	y	3,272	5,716	7,664	9,336
Bloc Barre	Direction	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
Le déplacement (cm)	x	5.295	6.808	8.278	10.315
	y	4.530	4.790	5.198	5.9216

Tableau VII.4. Largeur minimale du joint sismique en fonction de la zone.

Type d'assemblage	Largeur minimale du joint sismique en fonction de la zone	
Assemblage Angle-Angle	Zone I	$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (32,72 + 32,72) \text{ mm} = 80,44 \text{ mm}$
	Zone IIa	$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (57,16 + 57,16) \text{ mm} = 129,32 \text{ mm}$
	Zone IIb	$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (76,64 + 76,64) \text{ mm} = 168,28 \text{ mm}$
	Zone III	$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (93,36 + 93,36) \text{ mm} = 201,72 \text{ mm}$
Assemblage Angle-Barre	Zone I	$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (32,72 + 52,95) \text{ mm} = 100,67 \text{ mm}$
	Zone IIa	$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (57,16 + 68,08) \text{ mm} = 140,24 \text{ mm}$
	Zone IIb	$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (76,64 + 82,78) \text{ mm} = 174,42 \text{ mm}$
	Zone III	$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (93,36 + 103,15) \text{ mm} = 211,51 \text{ mm}$
Assemblage Barre-Barre	Zone I	$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (52,95 + 52,95) \text{ mm} = 120,90 \text{ mm}$
	Zone IIa	$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (68,08 + 68,08) \text{ mm} = 151,16 \text{ mm}$
	Zone IIb	$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (82,78 + 82,78) \text{ mm} = 180,56 \text{ mm}$
	Zone III	$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (103,15 + 103,15) \text{ mm} = 221,30 \text{ mm}$

Sous l'action sismique, les voiles reprennent dans un premier temps, grâce à leur rigidité, presque la totalité des charges latérales. Les déformations des structures restent faibles. Après l'apparition de zones plastiques dans le voile, une plus grande part de charge se reporte sur les portiques dont la ductilité autorise une dissipation d'énergie. Les contreventements mixtes en portique poteau-poutres et voiles sont caractérisés à la fois par

une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques. Celle-ci notre enjeu d'une façon significative qu'après le dépassement de la limite d'élasticité des voiles. Toutefois, le système n'atteint pas le maximum de son efficacité que si la répartition des voiles est symétrique et uniforme ainsi que les liaisons entre les voiles et les portiques ont une bonne ductilité.

Le but de cette étude paramétrique est de chercher une meilleur configuration de la structure mixte en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces voiles à travers les cas étudiés dans ce mémoire, qui ont fournis des résultats cohérents et significatifs pour confirmer les indications énoncées dans la littérature, en outre il convient de souligner que pour la conception parasismique; il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes et arrivent ensemble à une sécurité parasismique réaliser sans surcoût important.

En conclusion, nous pouvons dire qu'à la lumière des résultats obtenus de cette étude paramétrique au sujet des contreventements mixte portique poteaux-poutres - voiles, que l'ingénieur en génie civil est le seul responsable sur la conception des structures qui répond aux exigences sismique; conformément en réglementation en vigueur. Pour cela l'ingénieur de structure doit tenir compte lors l'étude d'une structure de :

- Des conditions de résistance,
- Du phénomène de stabilité,
- De l'aspect économique.

Pour une meilleure conception architecturale qui répond aux exigences parasismiques, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration.

Conclusion

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'un ingénieur avant le début de la vie professionnelle, vu que c'est la meilleure occasion pour l'étudiant d'apprendre, de mettre en évidence et surtout d'améliorer les connaissances acquises durant le cursus universitaire. Ce travail nous a permis de voir en détails l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment ainsi que le choix de ses éléments résistants ou secondaires. Pour offrir une meilleure résistance aux séismes en respectant les règlements en vigueur de la construction (RPA / Version 2003, BAEL 91 / 99, CBA 93) et la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important. L'étude de génie civil en plus de la connaissance du domaine nécessite un bon raisonnement soit pour l'analyse et le traitement des résultats ou bien pour le choix convenable des sections de béton et d'acier, et cela nous a permis de mieux apprécier le domaine du génie civil et le rôle du spécialiste en génie civil dans la réalisation des structures qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais encore; les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité, la conception et la forme de l'élément et sa fonction. Nous avons appris à étudier tous les éléments concernant les constructions en béton armé en passant par plusieurs difficultés comme l'utilisation du logiciel « ETABS » et la stabilisation de notre structure.

Une étude paramétrique est présentée qui a pour but de chercher une meilleure configuration de la structure mixte en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces voiles à travers les cas étudiés dans ce mémoire, qui ont fournis des résultats cohérents et significatifs pour confirmer les indications énoncées dans la littérature, en outre il convient de souligner que pour la conception parasismique; il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes et arrivent ensemble à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

En conclusion, nous pouvons dire qu'à la lumière des résultats obtenus de cette étude paramétrique au sujet des contreventements mixte portique poteaux-poutres - voiles, que l'ingénieur en génie civil est le seul responsable sur la conception des structures qui répond aux exigences sismique; conformément en réglementation en vigueur. Pour cela l'ingénieur de structure doit tenir compte lors l'étude d'une structure de :

- Des conditions de résistance,
- Du phénomène de stabilité,
- De l'aspect économique.

Pour une meilleur conception architecturale qui répond aux exigences parasismiques, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration.

Dans cette étude, notre connaissance et notre compréhension des conditions de résistances et des phénomènes de stabilité régissant le comportement de la structure présentée dans ce manuscrit ont progressé. Néanmoins quelques perspectives semblent se profiler à l'issue de ce travail :

- Il semble d'abord souhaitable d'appliquer les présentes méthodes de calcul et de vérification pour une structures métalliques, en conséquence une étude comparative sera présentée en montrant les points forts et les faiblesses de chaque structures.
- D'autres améliorations de la présente étude pourraient être apportées aux structures mixtes acier -béton, par exemple, la prise en compte de l'effet des contreventements.
- Il est possible d'optimiser la quantité de matériaux utilisés, en tenant compte de l'effet du degré d'hyperstaticité des structures, et voir l'influence de ce paramètre sur l'aspect économique des matériaux.
- Une autre possibilité serait de combiner d'autres sollicitations, à titre d'exemple l'effet thermique qui sera couplé avec les charges statiques; autrement dit un chargement thermomécanique des structures.

Comme le montrent les points précédents, les domaines de recherche impliquant des techniques moderne de constructions sont encore vastes et les perspectives d'utilisation de ces techniques restent aujourd'hui très intéressantes.

Nous espérons que ce travail constitue un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un bon guide pour les futures promotions.

Références bibliographiques

1. Benhamou Hamid, Benkhelifa Kadour (2007), « Influence du phénomène de stabilité, des conditions de résistance et de l'Aspect économique dans structure en béton armé », Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état, juin 2007
2. Jean-pierre Mougin, Cours de béton armé "B.A.E.L.91"
3. Règles parasismiques algériennes, RPA99/ version 2003, document technique réglementaire DTR B C 2 48