

الجمهورية الجزائرية الشعبية الديمقراطية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المركز الجامعي بلحاج بوشعيب عين تموشنت

Centre Universitaire BELHADJ Bouchaib Ain Temouchent

Institut de Technologie

Département de Génie Civil



Mémoire Pour L'obtention du Diplôme de MASTER

Filière : GENIE CIVIL

Spécialité : STRUCTURE

Thème :

**ETUDE D'UN BATIMENT R+4 A USAGE
D'HABITATION**

Présenté Par :

- M^{lle} BOUCHKARA Siham

Devant le jury composé de :

Mme	Abdessalam	C.U.B.B.A.T	Présidente
Mr	KADDOUR Hakim	C.U.B.B.A.T	Examineur
Mr	El Hadj Mimoune Arezki	C.U.B.B.A.T	Encadreur

Année Universitaire 2019/2020

REMERCIEMENTS

Le présent mémoire n'a pu être mis au point sans l'aide de notre **Dieu**, à qui je rends grâce pour la santé, la force et les bénédictions qu'il m'a accordées.

J'adresse aussi mes sincères reconnaissances et mes vifs remerciements

à :

Mon encadreur **M^r El hadj Mimoune Arezki** et **M^r Abderrahmane Said** pour leurs soutiens, conseils judicieux et grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.

Ainsi j'exprime ma reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

Je remercie aussi **M^r Bentafat Rachid** et **M^r Bennacer Sidi Mohamed** pour leurs conseils.

Je saisis également cette opportunité pour remercier les membres de l'entreprise CTC.

Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Vos amples contributions et supports dévoués vont droit au cœur.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Ma mère qui m'a guidée durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenue durant toute ma vie, ma mère qui a sacrifiée toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci ma mère.

Mon très chère frère Lotfi.

Toute ma famille Benichou.

Mes très chers amis(e) : Kholoud, Souad, Fatima, Sara, Khadidja.

A toute la Promotion 2019/2020.

Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

« Siham »

Résumé

Le domaine de génie civil présente une grande importance dans l'économie nationale.

L'étude des projets en béton armé qui est l'un des matériaux les plus utilisés dans ce domaine, vise à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, sans négliger le côté économique.

Le domaine de génie civil comprend tous les stades de conception et de réalisation des ouvrages, tels que les bâtiments d'habitation, d'administration, les usines, etc.

Ce projet consiste principalement à l'étude dynamique d'une structure constituée de rez de chaussée + 4 étages, contreventée par voiles à usage habitation.

La structure est implantée à "Ain T'émouchent", zone de sismicité (zone IIa). L'étude est conforme aux règles parasismiques Algériennes 99 modifiées en 2003 (RAP99/2003).

Le calcul de l'ouvrage en béton armé peut se faire, soit par les méthodes manuelles (méthodes classiques), ou par les méthodes de calcul programmées (méthode des éléments finis). Le logiciel ETABS qui est l'un de ces derniers, offre plusieurs avantages parmi les quels

- ❖ La capacité de calcul ;
- ❖ La vitesse de conception et d'exécution ;
- ❖ La précision ;
- ❖ L'analyse statique et dynamique.

Finalement on peut conclure que le domaine de génie civil reste toujours un milieu pour la recherche scientifique car il est lié à deux critères fondamentaux (la sécurité des biens et l'économie nationale).

Mots clés : Béton armé, Bâtiment, RPA99, BAEL91, Modélisation.

Abstract

The field of civil engineering is of great importance in the national economy.

The study of reinforced concrete projects, which is one of the most widely used materials in this field, aims to ensure acceptable protection of human lives and buildings vis-à-vis the effects of seismic actions through appropriate design and sizing, without neglecting the economic side.

The field of civil engineering includes all stages of design and construction of works, such as residential buildings, administration, factories, etc.....

This project mainly consists of the dynamic study of a structure a ground floor + 4 étage braced by sails for residential use.

The structure is located in "Ain T'émouchent", a seismic zone (zone IIa). The study complies with the Algerian Parasismic Rules 99 modified in 2003.

The calculation of the reinforced concrete structure can be done either by manual methods (classical methods), by programmed calculation methods (finite element method). The ETABS software which is one of these, offers several advantages among which

- ❖ Computing capacity
- ❖ Speed of design and execution
- ❖ Precision
- ❖ Static and dynamic analysis

Finally, we can conclude that the field of civil engineering still remains a medium for scientific research because it is linked to two fundamental criteria (the safety of goods and the national economy).

Keywords: Reinforced concrete, Building, RPA99, BAEL91, modeling.



مجال الهندسة المدنية له أهمية كبيرة في الاقتصاد الوطني.

تهدف دراسة مشاريع الخرسانة المسلحة، والتي تعد من أكثر المواد استخدامًا في هذا المجال، إلى ضمان الحماية المقبولة للأرواح والمباني من آثار الأعمال الزلزالية من خلال التصميم المناسب والحجم المناسب. دون إهمال الجانب الاقتصادي.

يشمل مجال الهندسة المدنية جميع مراحل التصميم وبناء الأعمال مثل المباني السكنية والمباني الإدارية والمصانع وغيرها.....

يتكون هذا المشروع بشكل أساسي من الدراسة الديناميكية لهيكل ذو طابق أرضي وأربع طوابق علوية للاستخدام السكني.

يقع المبنى في منطقة "عين تموشنت" الزلزالية (المنطقة IIa)

يمكن حساب الهيكل الخرساني المسلح إما بالطرق اليدوية (الطرق التقليدية) أو بطرق الحساب المبرمجة (طريقة العناصر برنامج ETABS وهو احد هذه البرامج , العديد من المزايا من بينها المحدودة) يقدم

(1) القدرة على الحوسبة

(2) سرعة التصميم والتنفيذ

(3) الدقة

(4) التحليل الساكن والديناميكي

أخيرًا ، يمكننا أن نستنتج أن مجال الهندسة المدنية لا يزال وسيطًا للبحث العلمي لأنه مرتبط بمعايير أساسيين (أمن البضائع والاقتصاد الوطني).

الكلمات الرئيسية: الخرسانة المسلحة ، البناء ، BAEL91 ، RPA99 ، النمذجة .

Sommaire

Introduction générale	1
------------------------------------	----------

Chapitre I : Présentation du projet ET Caractéristique des matériaux

I.1. Introduction.....	3
I.2. Implantation du projet.....	3
I.3. Conception de la structure.....	5
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	7
I.5. Etat Limite.....	13
I.6. Conclusion.....	15

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	18
II.2. Prédimensionnement.....	18
II.3. Conclusion	31

Chapitre III : Descente des charges

III.1. Introduction	33
III.2. Evaluation des charges et surcharges	33
III.3. Conclusion	36

CHAPITRE IV : Etude Des Eléments Secondaires

IV.1. Etude du plancher.....	38
IV.2. Etude de l'acrotère	48
IV.3. Etude du balcon	53
IV.4. Etude de l'escalier	56

IV.5. Conclusion	62
------------------------	----

CHAPITRE V : Etude Sismique de la structure

V.1. Introduction.....	64
V.2. Méthodes de calcul	64
V.3. Modélisation de la structure étudiée	65
V.4. Détermination du paramètre du spectre de réponse.....	69
V.5. Nombre de modes à considérer	73
V.6. Estimation de la période fondamentale de la structure	73
V.7. Résultante des forces sismiques de calcul	75
V.8. Calculs des joints sismiques	79
V.9. Conclusion	81

CHAPITRE VI : Etude des éléments de la Structure

VI.1. Introduction	83
VI.2. Ferrailage des poteaux	83
VI.3. Ferrailage des poutres	88
VI.4. Etude des voiles	94
VI.5. Conclusion	99

CHAPITRE VII : Etude De L'INFRASTRUCTURE

VII.1. Etude de fondation	101
VII.2. Etude des longrines	106
Conclusion Générale	108

Liste des Figures

Chapitre I

Figure I.1: Carte de zonage sismique.....	3
Figure I.2: Plan (AutoCAD).....	4
Figure I.3 : Dimensions en plan (Paint).....	5
Figure I.4: Plancher à corps creux.....	6
Figure I.5: Dalle Plein	6
Figure I.6: Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}	9
Figure I.7: Diagramme Contraintes Déformations du béton (parabole rectangle)	9
Figure I.8: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS	10
Figure I.9: Diagramme rectangulaire simplifié	11
Figure I.10: Diagramme déformation contrainte de l'acier.	13

Chapitre II

Figure II.1: Plan (AutoCAD).....	18
Figure II.2: Plancher à corps creux (coupe verticale)	19
Figure II.3: Coupe d'une poutrelle	20
Figure II.4: Dimension de la poutrelle	20
Figure II.5: Représentation du poteau le plus sollicité.....	23
Figure II.6: Représentation de la surface du poteau le plus sollicité.....	23
Figure II.7: Schéma simplifié d'un escalier.....	27
Figure II.8: Schéma des différents types d'escalier.....	27

Figure II.9: Schéma représentatif d'escalier (AutoCAD).....	28
Figure II.10: Schéma représentatif du longueur de la paillasse.....	29
Figure II.11: Coupe transversale du voile.....	30
Figure II.12: L'acrotère.....	31

Chapitre IV

Figure IV.1: Schéma de poutrelle.....	38
Figure IV.2: Diagramme de moment fléchissant de la poutrelle type 2.....	43
Figure IV.3: Diagramme d'effort tranchant de la poutrelle type 2.....	43
Figure IV.4: Disposition de ferrailages des poutrelles.....	47
Figure IV.5: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	48
Figure IV.6: Dimensions d'acrotère	48
Figure IV.7: Actions sur l'acrotère.	49
Figure IV.8: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	52
Figure IV.9: Diagramme de sollicitation.....	54
Figure IV.10: Ferrailage de la dalle plein.....	56
Figure IV.11: Schéma statique de l'escalier.....	57
Figure IV.12: Dimensionnement de la section calculé.....	57
Figure IV.13: Dimensionnement de la section calculé.....	59
Figure IV.14: Mise en place du chapeau.....	62

Chapitre V

Figure V.1: Systèmes d'unités.....	66
Figure V.2: Définition d'un nouveau modèle.....	66
Figure V.3: Définition de dimensions pour la grille horizontale et nombre et la hauteur des étages.....	67

Figure V.4: Modification de la grille.....	67
Figure V.5: Définitions des matériaux.....	67
Figure V.6: Définitions des sections Frame.....	68
Figure V.7: Définition du plancher, voile.....	68
Figure V.8: Définition des cas de types charges statiques.....	68
Figure V.9: Saisie graphique des combinaisons.....	69
Figure V.10: Définition de la source de masse.....	69
Figure V.11: Définitions des diaphragmes.....	70
Figure V.12: Différents types de supports.....	70
Figure V.13: Diagramme du spectre de réponse. (Programme du RPA).....	73
Figure V.14: Disposition des poteaux.....	75
Figure V.15: Disposition 1.....	76
Figure V.16: Disposition 2	76
Figure V.17: Disposition 3.....	76
Figure V.18: Détermination du déplacement horizontal.	81
Figure V.19: La structure en 3D par logiciel ETABS 9.7.4	82

Chapitre VI

Figure VI.1: Disposition générale des armatures sur les poteaux(RDC).....	88
Figure VI.2: Schéma explicatif du rôle de l'acier transversal.....	89
Figure VI.3: Ferrailage des poutres principales (45x30) pour tous les niveaux.....	95
Figure VI.4: Section du Voile étudié	99
Figure VI.5: Ferrailage du Voile.....	100

Chapitre VII

Figure VII.1: Disposition des armatures d'une semelle isolée.....	106
Figure VII.2: Disposition des armatures d'une semelle filante.....	108
Figure VII.3: Ferrailage de la Longrine.....	109

Liste des Tableaux

Chapitre II

Tableau II.1: Récapitulatif des sections des poteaux.....	25
--	-----------

Chapitre III

Tableau III.1: Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible corps creux.....	33
Tableau III.2: Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible dalle pleine.....	33
Tableau II.3 : Evaluation des charges du plancher corps creux étage courant (1 à 3+RDC)..	34
Tableau II.4 : Evaluation des charges du plancher en dalle pleine étage courant (1à 3+RDC).....	34
Tableau II.5 : Evaluation des charges du balcon.....	34
Tableau II.6: Charge permanente du mur extérieur.....	35
Tableau II.7: Charge permanente du mur intérieur.....	35
Tableau II.8: Evaluation des charges du palier.....	35
Tableau II.9: Evaluation des Charge de volée.....	36
Tableau II.10: Evaluation des charges d'acrotère.....	36

Chapitre IV

Tableau IV.1: Charges supporté par les poutrelles.....	39
---	-----------

Chapitre V

Tableau V.1: Coefficient d'accélération de zone A.....	71
Tableau V.2: Valeurs des pénalités P_q	73
Tableau V.3: Résumé des paramètres du spectre de réponse.....	73
Tableau V.4: Période et facteur de participation massique.....	76

Tableau V.5: Comparaison entre l'effort statique et dynamique.....	77
Tableau V.6: Vérification des poteaux sous sollicitation normales.....	78
Tableau V.7: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens x	78
Tableau V.8: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens y	78
Tableau V.9: Vérification de l'effet $P-\Delta(x-x')$	79
Tableau V.9: Vérification de l'effet $P-\Delta(y-y')$	79
Tableau V.10: Vérification au renversement $(x-x')$	80
Tableau V.11: Vérification au renversement $(y-y')$	80

Chapitre VI

Tableau VI.1: Récapitulatif du ferrailage des poteaux.....	88
Tableau VI.2: Les moments maximums (en travée et en appui) et des efforts tranchants en (KN).....	91
Tableau VI.3: Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales.....	95
Tableau VI.4: Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires.....	95
Tableau VI.5: Les résultats des efforts normaux ; tranchants et moments fléchissant des voiles.....	98

Chapitre VII

Tableau VII.1: Tableau de ferrailage des semelles.....	106
---	------------

Listes des symboles et notations

A : Section du ferrailage tendu
 A_{min} : Section minimale des armatures
 A_{st} : Section du ferrailage choisie
 A' : Section du ferrailage comprimé
 ACC : Combinaison accidentelle
 b : base d'un élément
 B, S : Section d'un élément en béton
 B_r : Section réduite du poteau
 c : Cohésion du sol
 D : Facteur dynamique
 d : Hauteur utile
 E : Charge sismique
 E_{ij} : Module d'élasticité instantané
 E_{vj} : Module d'élasticité différé
 E_i : Module de Young
 ELU : Etat limite ultime
 ELS : Etat limite service
 ELA : Etat limite accidentelle
 e_o : Excentricité
 e : Epaisseur d'un élément
 f : flèche
 FA : Force accidentelle
 f_{cj} : Effort de compression a «j» jour
 f_{c28} : Effort de compression a 28 jours
 f_{tj} : Effort de traction a «j» jour
 F_p : Forces horizontales
 f_e : Limite d'élasticité de l'acier
 G : Charges permanentes
 g : Giron (escalier)
 h : Hauteur d'un élément
 I : Moment d'inertie

K : Coefficient de raideur du sol

L : Longueur d'un élément

l : Largeur d'un élément

L_f : Longueur de flambement

M : Moment exercé sur un élément

M_o : Moment statique.

M_t : Moment en travée

M_a : Moment en appui

M_r : Moment de référence

M_u : Moment ultime

M_{ser} : Moment service

N : Effort normal exercée sur un élément

N_u : Effort ultime

N_{ser} : Effort service

P_p : Poids propre du béton

Q : Charges d'exploitations

q : Charges réparties sur un élément

$Q_x; Q_y$: Facteurs de qualité suivant x et y

R : Coefficient de comportement

s : Espacements entres armatures

T : Période fondamentale de la structure

T, V : Effort tranchant exercée sur un élément

$T_1; T_2$: Températures minimale et maximale respectivement

W : Poids d'un élément

Y : Position de l'axe neutre

α : Angle.

β : Coefficient de pondération.

γ : Poids volumique

γ_b : Coefficient de sécurité du béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

δ : Espacements de cadres

ε : Déformation relative

ζ : Coefficient de poisson

η : Coefficient de fissuration

λ : Elancement géométrique

μ : Moment réduit

σ_{bc} : Contrainte de béton

σ_s : Contrainte de l'acier

τ : Contrainte tangentielle

φ : Angle de frottement

ρ : Masse volumique

Introduction générale

La conception, le dimensionnement et la construction d'une structure sont les étapes dans lesquelles interviennent plusieurs catégories de personnes dont principalement le client, l'architecte et l'ingénieur civil. Ce dernier est appelé pour concevoir et de dimensionner des structures afin qu'elles remplissent proprement sa fonction au cours de sa durée de vie.

Toute étude de projet d'un bâtiment en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Concernant notre travail nous avons pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation d'ingénieur, le travail est subdivisé en sept chapitres :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour la présentation du projet et les caractéristiques des matériaux.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure (tel que les poutres et les voiles...).
- Le troisième chapitre, pour la décente des charges.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires (plancher, escalier.....).
- Le cinquième chapitre, pour l'étude dynamique de la structure
- Le sixième chapitre, pour l'étude des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres principales).
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

Chapitre I :
Présentation du projet
ET
Caractéristique des matériaux

I.1. Introduction :

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

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (C.B.A93, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I .2. Implantation du projet :

Le projet qui j'été confié dans le cadre de mon projet fin d'étude est l'étude d'un bâtiment R+4 à usage d'habitation, composé de deux bloc, chaque bloc est constituer d'un rez-de-chaussée et quatre étages, sera implanté la wilaya d'Ain Témouchent « Chaabat Elleham». Cette région est classée en zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon le règlement parasismique algérienne en vigueur «Article 3.1 annexe I » (RPA 99 version 2003).

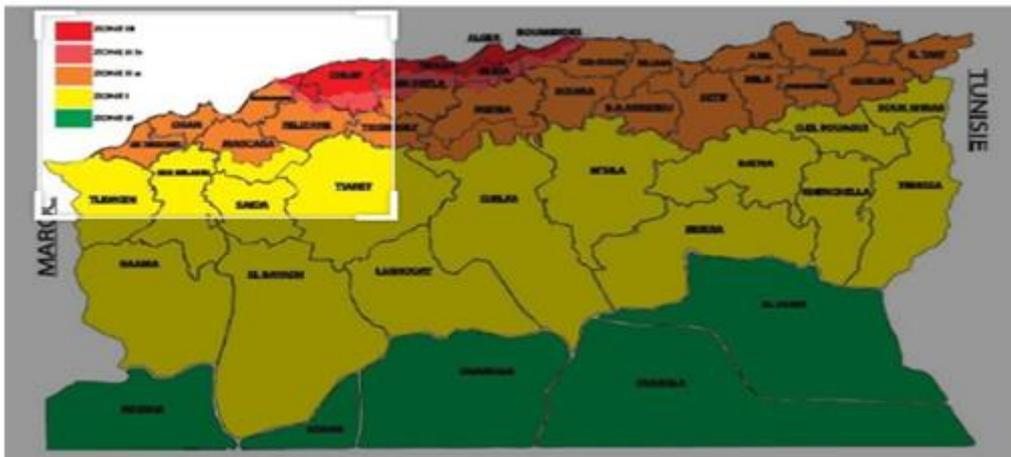


Figure I.1 : Carte de zones sismiques

I.2.1. Description du projet :

Cet ouvrage en béton armé est constitué de deux blocs :

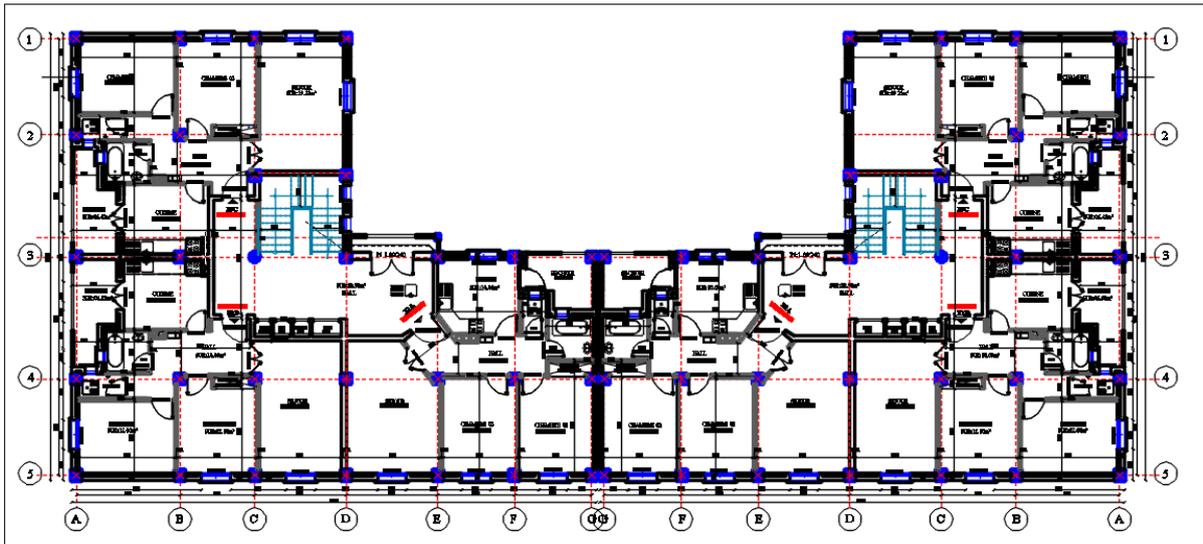


Figure I.2 : Plan (AutoCAD)

L'ouvrage dans un bloc comprend :

- ✓ RDC et quatre étages à usage d'habitation avec trois logements par niveau :(logement en F3)
- ✓ Terrasse inaccessible
- ✓ Cage d'escalier

D'après la classification des ouvrages selon leur importance (RPA99 version 2003), Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

I.2.2. Caractéristiques géométriques :

La configuration du bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation.

Les dimensions de l'ouvrage :

1) En élévation :

- Hauteur totale de bâtiment (sans acrotère)..... $H = 15,3$ m.
- Hauteur de RDC..... $h = 3.06$ m.
- Hauteur des étages courant. $h_c = 3.06$ m.
- Hauteur de l'acrotère..... $0,6$ m

2) En plan :

La structure présente une forme de L, dont les dimensions en plan sont mentionnées sur la figure ci-après :

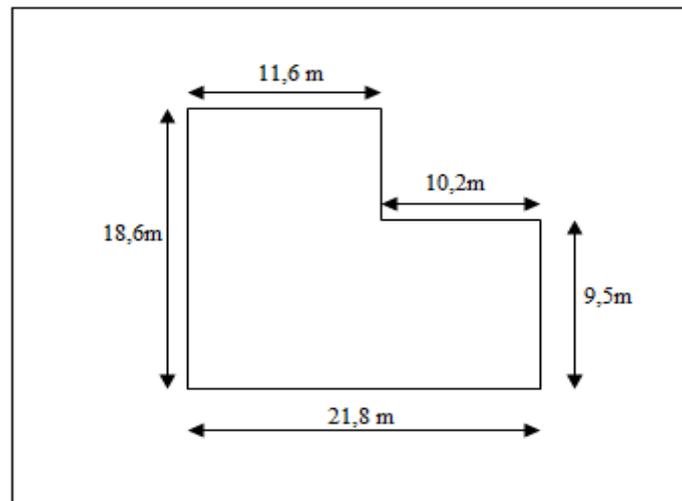


Figure I.3 : Dimensions en plan (Paint)

I.2.3. Caractéristiques géotechniques du sol :

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol meuble (S3) Avec une contrainte admissible a déterminée dans le chapitre de fondation.

I.3. Conception de la structure :

I.3.1. Ossature de l'ouvrage :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.3.2. Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- ✓ Plancher à corps creux.
- ✓ Plancher à dalle pleine

a. Planchers corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm. Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

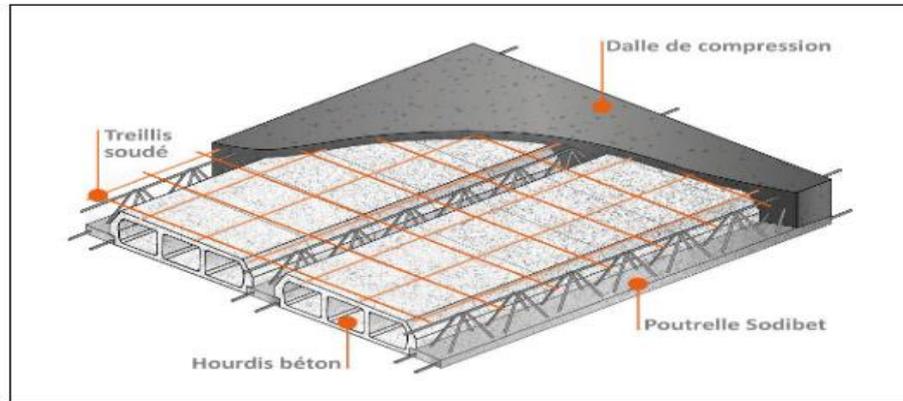


Figure I.4 : Plancher à corps creux

b. Planchers dalle pleine :

Pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

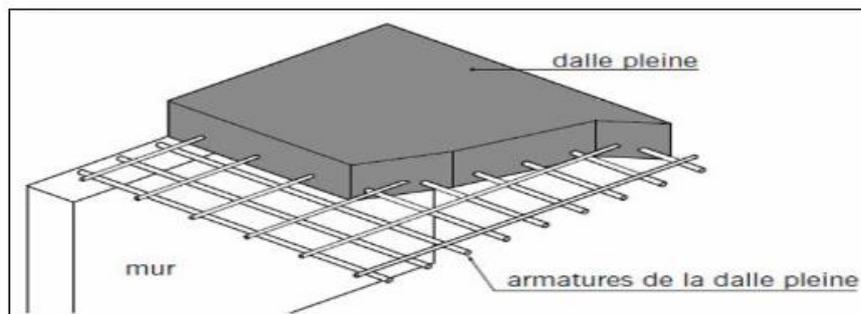


Figure I.5 : Dalle Plein

I.3.3. Escalier :

Sont des éléments qui permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

I.3.4. Maçonnerie :

On distingue :

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

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

a. Murs extérieurs : Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

b. Murs intérieurs : Cloison de séparation de 10 cm.

I.3.5. Revêtement :

Le revêtement du l'ouvrage est constitué par :

- ✓ Enduit en plâtre pour les plafonds.
- ✓ Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- ✓ Revêtement à carrelage pour les planchers.
- ✓ Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales

I.3.6. Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre [60cm, 100cm] et de 10cm d'épaisseur.

I.3.7. Isolation :

L'isolation thermique désigne l'ensemble des techniques mises en œuvre pour limiter les transferts de chaleur entre un milieu chaud et un milieu froid. Dans notre cas on assure cette isolation par les couches de liège pour le plancher terrasse. On assure l'isolation acoustique par un vide entre le corps creux et la masse du plancher mais au niveau des murs extérieur l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, ou bien par la minimisation des ponts thermiques lord de la réalisation.

I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.4.1 Introduction :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.4.2. Le Béton :

Le béton est un matériau composite résultant du mélange d'un squelette granulaire (granulats) et d'un liant hydraulique (ciment) qui, Mêlés à l'eau, nous donne une pâte à l'homogénéité variable, l'introduction dans le béton des aciers (armatures) nous donne un béton armé, qui a pour but de résister aux efforts de traction de manière à les équilibrer.

I.4.2.1. Formulation du béton :

Pour un dosage standard de béton à 350 Kg/m³ on aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} 400 \text{ L de sable} \\ 800 \text{ L de gravier} \\ 170 - 200 \text{ L d'eau de gâchage} \end{array} \right.$$

Parmi la méthode la plus simple de formulation du béton : celle de **DREUX-GORISSE**

I.4.2.2. Résistances mécaniques du béton :

- Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

Dans le cas où le béton subit un chargement à $j < 28$ jours, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj}

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Si : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ \text{Si : } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad [\text{CBA93}]$$
$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28}$$

- Résistance à la traction :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{Si : } f_{cj} < 60 \text{ MPa}$$

on aura alors : $f_{ij} = 2,1 MP_a$ (à $j = 28$ jours)

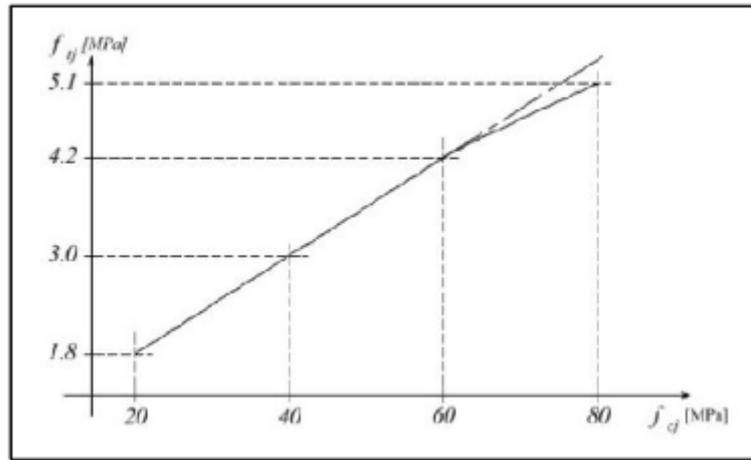


Figure I.6 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{ij} en fonction de celle à la compression f_{cj}

I.4.2.3. Contrainte limite :

➤ Etat limite ultime (ELU) :

Sous l'effet de sollicitation diverse (flexion), le béton subit des déformations qui sont étayé dans le diagramme contrainte σ_{bc} -déformation ϵ_{bc} nous donnant une forme dite «parabole-rectangle»

Ce diagramme comme définie dans le CBA93, comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine jusqu'à une déformation $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$, suivi d'une droite parallèle a l'axe des déformations s'étendant vers la valeur $\epsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$:

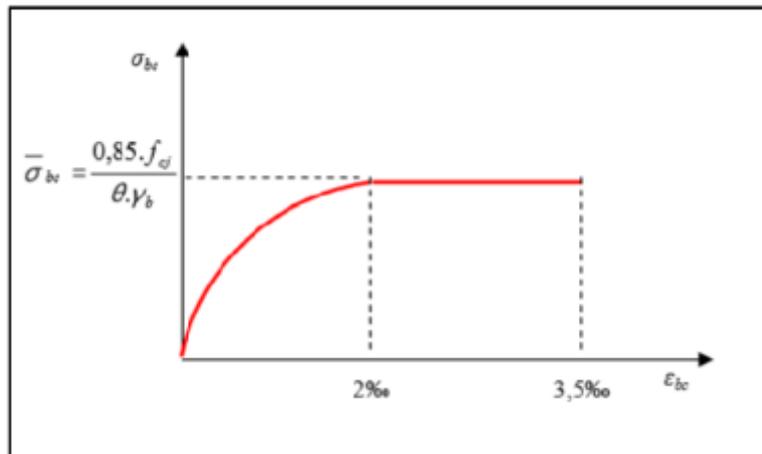


Figure I.7 : Diagramme Contraintes Déformations du béton (parabole rectangle)

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression $f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta_{\gamma_b}}$

Selon le CBA93 (article 4.3.4.1) :

- 1) Coeff. de sécurité γ_b :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ pour les combinaisons fondamentales} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ pour les combinaisons accidentelles} \end{array} \right.$$
- 2) Coeff. d'application θ :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \theta = 1 & \text{Si } DAC > 24h \\ \theta = 0,9 & \text{Si } 1h < DAC < 24h \\ \theta = 0,85 & \text{Si } DAC < 1h \end{array} \right.$$

DAC : Durée d'application des combinaisons d'action.

➤ Etat limite de service (ELS):

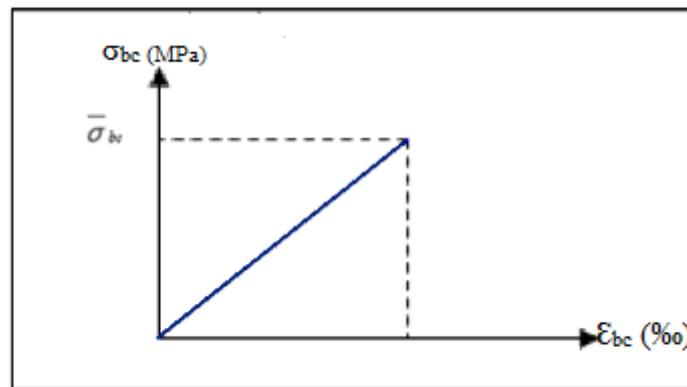


Figure I.8 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

Le diagramme est une fonction linéaire avec :

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

I.4.2.4. Diagramme rectangulaire du béton :

Si une section est partiellement comprimée, alors il est possible d'utiliser un diagramme rectangulaire défini ci-dessous : [CBA93]

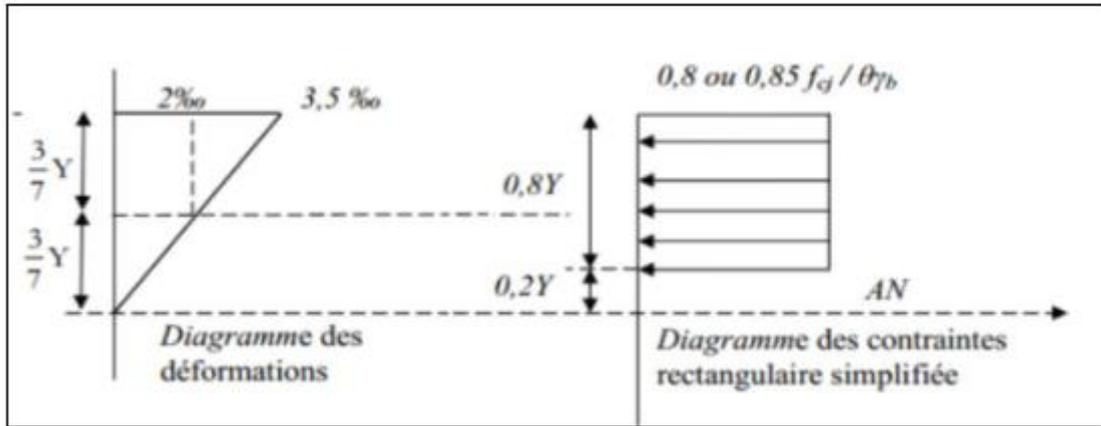


Figure I.9 : Diagramme rectangulaire simplifié

. Sur une distance de «0.2 Y» compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.

. Sur la distance restante «0.8Y» la contrainte a pour valeur $\frac{0,85 f_{cj}}{\theta_{\gamma b}}$ pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.

. $\frac{0,85 f_{cj}}{\theta_{\gamma b}}$ Pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres

- **Contrainte admissible de cisaillement :**

Sous l'effort tranchant, une pièce en béton subit une contrainte d'après l'article 5.1 du CBA 93 égale à :

$$\tau = \frac{vu}{b_0.d}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau = \text{Min}(0,2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}) \longrightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable} \\ \tau = \text{Min}(0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}) \longrightarrow \text{Fissuration Préjudiciable ou très préjudiciable} \end{array} \right.$$

I.4.2.5. Module de déformation longitudinale du béton :

- **Module de déformation instantané :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à : $E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$

- **Module de déformation différé :**

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} = \frac{E_{ij}}{3} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

- Module de déformation transversale du béton :

Déterminé à l'aide du coefficient de poisson : $\zeta = \frac{\varepsilon_T}{\varepsilon_L}$

$$\varepsilon_T = \frac{\Delta d}{d} \quad \text{Déformation relative transversale}$$

$$\varepsilon_L = \frac{\Delta L}{L} \quad \text{Déformation relative longitudinale}$$

Alors on aura : $\zeta = 0$ a l'ELU (béton fissuré)

$\zeta = 0,2$ a l'ELS (béton non fissuré).

I.4.3. Acier :

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

- Raideur, module d'élasticité $E_L = 200000 \text{ MPa}$
- Résistance à la déformation irréversible, à la rupture : limite élastique R_e , résistance minimale à la rupture R_m ;
- Dureté H et poids volumique $\gamma_b = 78,5 \text{ KN/m}^3$
- coefficient de poisson : $\zeta = 0$. pour le calcul des déformations.
 $\zeta = 0,2$ pour le calcul des sollicitations.
- Résistance aux chocs : résilience K.
- Taux de carbone constituant l'alliage
- A une bonne interaction avec le béton

I.4.3.1. Types d'aciers utilisés :

- Armatures Longitudinales : on a choisi le : « fe E400 » H.A ($f_e = 400 \text{ MPa}$)
- Armatures Transversales : on a choisi le : « fe E235 » R.L
- Treillis soudés (de la dalle de compression) : « fe E500 » H.A ($f_e = 500 \text{ MPa}$)

I.4.3.2. Diagramme contrainte-déformation de l'acier :

à l'état ultime :

Un coefficient de sécurité doit être appliqué dans le calcul aux états Limites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ Cas de combinaison fondamentale} \\ \gamma_s = 1,00 \text{ Cas de combinaison accidentelle} \end{array} \right.$$

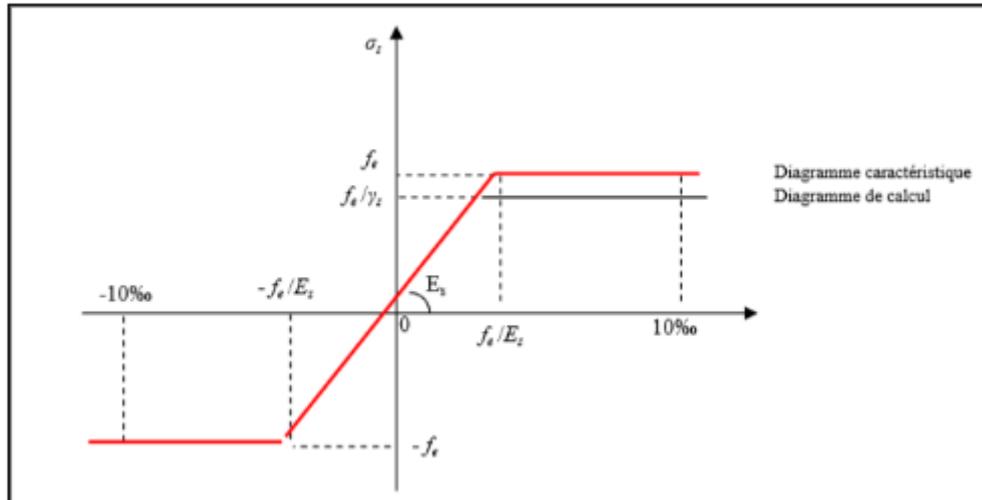


Figure I.10 : Diagramme déformation contrainte de l'acier.

A l'état Service :

Pour limiter le risque de corrosion des armatures, on limite l'ouverture des fissures et seulement sur ça : On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures, cela en fonction de types de fissuration :

- ✓ Fissuration peu nuisible : Pas besoin de limitation
- ✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta \cdot ftj} \right)$.
- ✓ Fissuration Très préjudiciable : $\sigma_s = \text{Min} \left(\frac{1}{2}f_e, 90\sqrt{\eta \cdot ftj} \right)$.

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses (RL). (Coefficient de fissuration.)} \\ \eta = 1.6 \text{ pour les armatures à hautes adhérence (HA).} \end{array} \right.$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

I.5. Etat Limite :

I.5.1. Les actions (charges) :

- Charge permanent G :

Dans le cas d'un chargement constant, s'agissant de l'équipement de l'ouvrage (revêtements, cloisons,...), qui sera en permanence associée à la structure (Poids Propre).

- Charge d'exploitation Q :

Ce sont des charges dite «Venant» de l'ouvrage : Ou leur intensité est variable dans le temps, elle peut être d'origine climatique (Neige, Vent...), Charge non permanente appliqués au cours d'exécution

- Charge accidentelle Ψ :

Ce sont celles provenant de phénomènes de courte durée (Séisme, explosion ...) qui se produisent rarement, sollicitant les d'ouvrage d'une manière particulière (Dynamique)

I.5.2. Etat Limite Ultime (ELU) :

Permettent de calculer tout ce qui touche la sécurité des personnes et/ou à la sécurité de la structure. Pour cette raison, des coefficients de sécurité sont pris en compte et permettent ainsi de majorer les charges s'appliquant sur les structures lorsque celles-ci sont préjudiciables et de minorer la résistance structurelle des matériaux : elle est toujours associée à la ruine de la structure.

Hypothèse de calcul :

- Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations)
- Glissement relatif inexistant entre l'acier et le béton
- Le béton tendu est négligé dans les calculs

I.5.3. Etat Limite Service (ELS) :

C'est l'état ou l'ouvrage répond à toutes les conditions qui tend vers une exploitation meilleure voir aux dépassements des critères spécifiées et une stabilité assuré

Hypothèse de calcul :

- Les déformations et les flèches affectant l'aspect ou l'exploitation de la construction, ou Provoquant des dommages à des éléments non structuraux
- Les vibrations incommodant les occupants, endommageant le bâtiment ou son contenu.
- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

I.5.4. Combinaison spécifique de calcul :

Combinaison d'action fondamentale : Selon le CBA 99(Article.3.3) :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1,3 \Psi_{0i} Q_i \quad \text{a l'ELU} \\ G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} Q_i \quad \text{a l'ELS} \end{array} \right.$$

$\gamma_{Q1} = 1.5$ dans le cas général,

$\gamma_{Q1} = 1.35$ pour les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine,

Ψ_{0i} : coefficient de pondération des valeurs d'accompagnement, il est égal à 0.77 pour les bâtiments courants.

On peut interpréter Les Combinaisons fondamentales comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \text{ a l'ELU} \\ G + Q \text{ L'ELS} \end{array} \right.$$

Combinaison accidentelle : Selon le CBA 99 (Article.3.3.2.2) :

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{11} Q_1 + \sum \Psi_{2i} Q_i \end{array} \right.$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

Ψ_{11} : Valeur fréquente d'une action variable.

$\Psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi permanente d'une autre action variable.

Dans le cas de forces horizontales (Séismes) :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \\ G + Q \pm 1,2 E \\ G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

I.6. Conclusion :

Maintenant on peut entamer le pré dimensionnement des éléments dans le chapitre qui suit, puisque on a défini la majorité des principes de calcul, et expliquer les caractéristiques de base des matériaux.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la réalisation de notre structure sont :

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

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa.}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa ; } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

Chapitre II :
Pré-dimensionnement
des éléments

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dus aux charges permanentes et surcharges d'exploitation.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

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

Le pré dimensionnement de charge élément de la structure est conforme au règlement BAEL 91/99, CBA 93, RPA 99 version 2003

II.2. Pré dimensionnement :

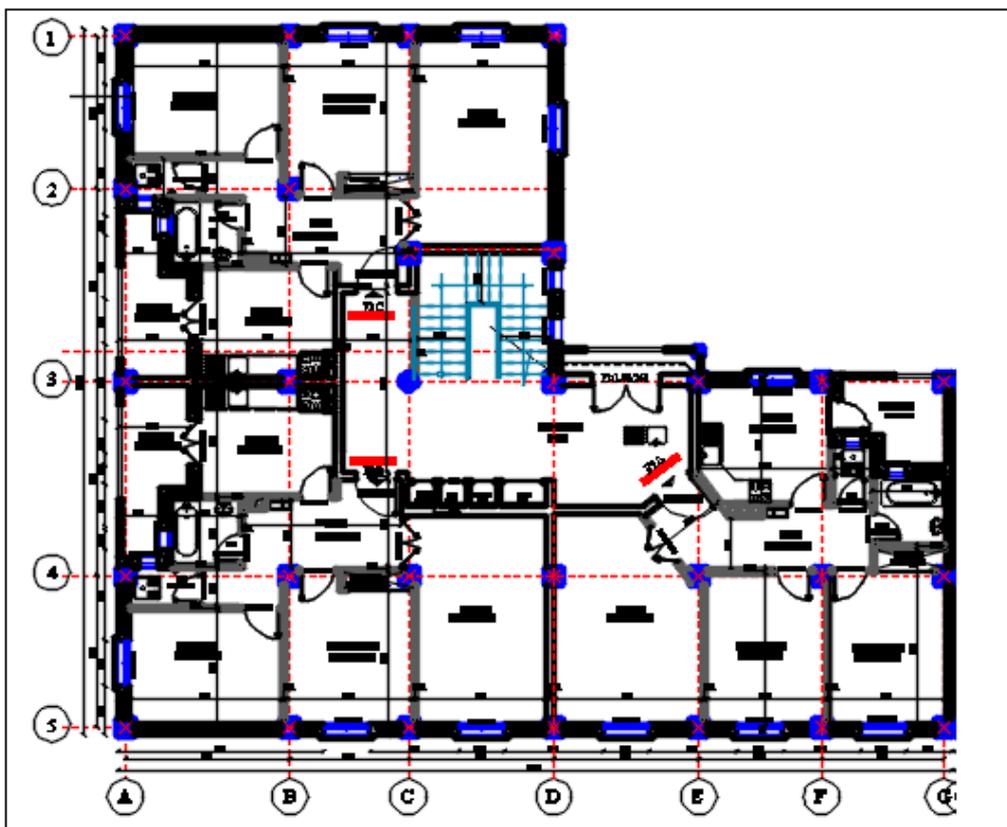


Figure II.1 : Plan (AutoCAD)

II.2.1. Pré dimensionnement des planchers :

II.2.1.1. plancher à corps creux :

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le CBA93.

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad [2]$$

L_{max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.

h_t : hauteur totale du plancher

$$L_{max} = 430 - 30 = 400 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{400}{22,5} = 17,77 \text{ cm} \quad \text{soit : } h_t = 20 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $h_t = (16+4) = 20 \text{ cm}$.

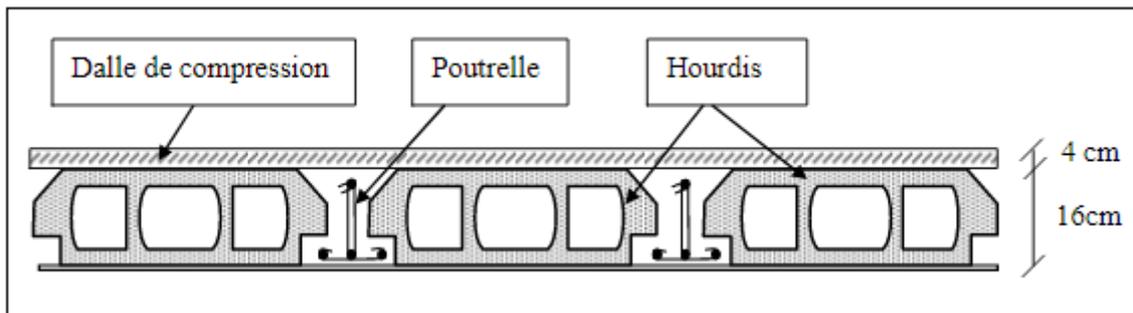


Figure II.2 : Plancher à corps creux (coupe verticale)

a. Dimension des poutrelles :

Ce sont des petites poutres préfabriquées en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher. Les poutrelles se calculent comme des sections en T à la flexion simple, la nervure est solidaire avec la dalle de compression.

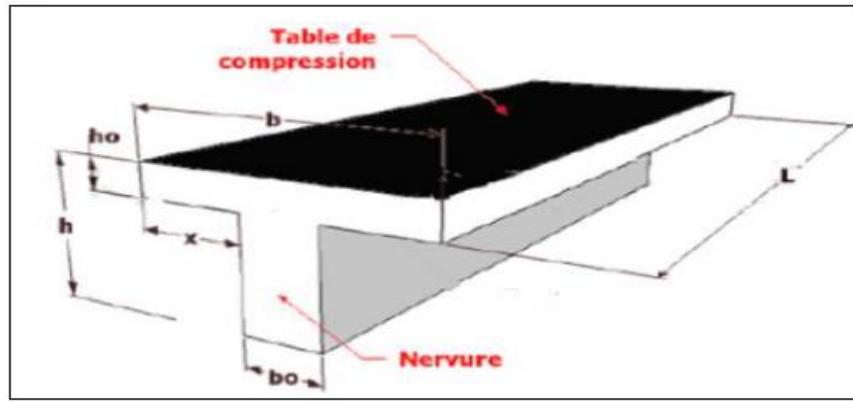


Figure II.3 : Coupe d'une poutrelle

On a : 16 cm du corps creux + 4cm dalle de compression, Donc $h_0=4\text{cm}$.

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \quad \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_1-b_0}{2} \quad 50\text{cm} \leq L_1 \leq 80\text{cm} \\ b_1 = \frac{l}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right.$$

L_1 : la distance entre nue des nervures =65 cm.

l : longueur de la plus grande travée ($l=430\text{ cm}$)

b_0 : largeur de la nervure

Avec $b_0 \geq \frac{h_t}{2}$ donc $b_0 \geq \frac{20}{2} \longrightarrow b_0 = 10\text{ cm}$

Donc :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{65-10}{2} \quad b_1 \leq 27,5\text{cm} \\ b_1 = \frac{430}{10} = 43\text{ cm} \\ 30 \leq b_1 \leq 40 \end{array} \right\} b_1 = 27,5\text{ cm}$$

Alors: $b=2b_1+b_0=2(27,5) +10=65\text{cm}$

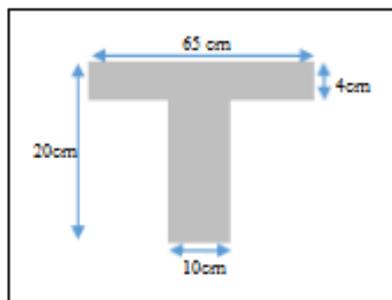


Figure II.4 : Dimension de la poutrelle

II.2.1.2. Dalles pleines :

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur de 10 à 20cm ou plus qui repose sur des appuis : murs ou poutres. Son épaisseur est déterminée par cette formule :

$$\text{➤ Pour les dalles } \rho \leq 0,4 \quad \longrightarrow \quad \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_y}{30} \quad \text{avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

L_x : la petite portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

L_y : la grand portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

L : 1,85 m (largeur du balcon)

$$\rho = \frac{1,85}{5,1} = 0,36 < 0,4 \quad \longrightarrow \quad \frac{185}{35} \leq e \leq \frac{185}{30}$$

$$5,29 \leq e \leq 6,17 \quad \longrightarrow \quad e = 6 \text{ cm}$$

On prend $e = 12 \text{ cm}$.

L'épaisseur doit être au moins égale à 12 cm isolation acoustique (d'après RPA 99 / v2003) :

II.2.2. Les poutres :

II.2.2.1. Les Poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles. Selon le BAEL91 le pré-dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad [1]$$

L : distance entre nus des poteaux la plus grand porté.

h : hauteur du poteau.

$$\text{On a } L=5,1 \text{ m donc : } \frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10} \quad \longrightarrow \quad 34 \leq h \leq 51$$

Alors : $h = 42,5 \text{ cm}$ en prend $h = 45 \text{ cm}$

$$\text{Maintenant on peut déduire } b : \begin{cases} 0,3h \leq b \leq 0,7h \\ 0,3*45 \leq b \leq 0,7*45 \\ 13,5 \leq b \leq 31,5 \end{cases} \quad \longrightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

Les vérifications :

Par ailleurs, selon le RPA99version 2003 elles doivent respecter les dimensions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \text{ Condition Vérifiée.} \\ h \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \text{ Condition Vérifiée.} \\ \frac{h}{b} < 4 \longrightarrow \frac{45}{30} = 1,5 < 4 \text{ Condition Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de : **$(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$** .

II.2.2.2. Les Poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad [1]$$

On a $L=4,3 \text{ m}$ donc : $\frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \longrightarrow 28,67 \leq h \leq 43$

Alors : $h=35,8\text{cm}$ en prend $h = 35\text{cm}$ et $b=30\text{cm}$

Les vérifications :

Par ailleurs, selon le RPA99version 2003 elles doivent respecter les dimensions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \text{ Condition Vérifiée.} \\ h \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \text{ Condition Vérifiée.} \\ \frac{h}{b} < 4 \longrightarrow \frac{35}{30} = 1,16 < 4 \text{ Condition Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de : **$(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$** .

II.2.3. Les Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, En supposant que le béton reprend lui seul l'effort normal, en calculant la descente de charge sur un ou plusieurs poteaux, en tenant compte de la dégression de charge.

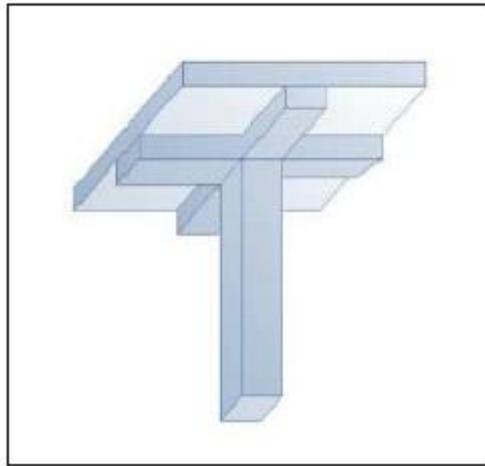


Figure II.5 : Représentation du poteau le plus sollicité.

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage «B.3» c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S :

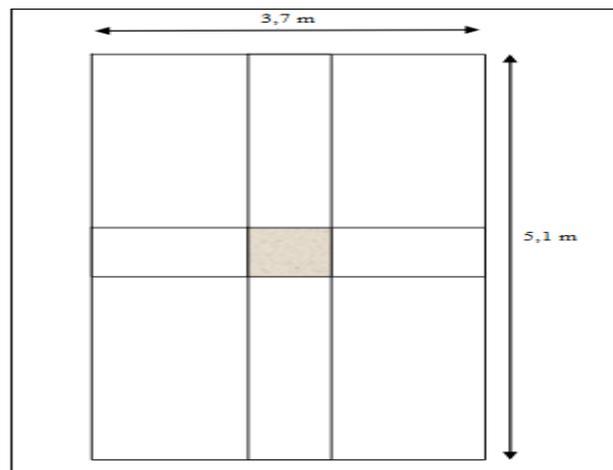


Figure II.6 : Représentation de la surface du poteau le plus sollicité.

La surface complète : $S = 3,7 \times 5,1 = 18,87 \text{ m}^2$

On suppose une charge moyenne de : $Q = 1 \text{ t/m}^2$

$$Nu = Q . S . n$$

Avec : Q : Charge moyenne répartie de 1 t/m^2 .

Nu : étant la charge verticale à l'ELU

n : nombre d'étage (plancher).

❖ Pour le poteau RDC :

$$Nu = 1 \times 18,87 \times 5 = 94,35 \text{ t} \quad \rightarrow \quad Nu = 0,9435 \text{ MN}$$

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée, les règles CBA93 préconisent de prendre la section réduite en laissant 1cm de chaque côté :

a- D'après l'article B.8.4.1 de **CBA93** : l'effort normal ultime agissant N_u sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right) + \left(\frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right) \right] \quad [2]$$

Tel que : B_r : est la section réduite du poteau.

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

f_{c28} : résistance à la compression de béton.

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

α : Coefficient dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \text{Pour : } \lambda \leq 50 & \implies \alpha = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \\ \text{Pour : } 50 \leq \lambda \leq 70 & \implies \alpha = 0,6 \cdot \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \end{cases}$$

Avec : λ l'élançement mécanique qu'on fixe a une valeur égale à 35 (compression centrée suivant l'article B.8.4.1 **CBA 93**) donc :

$$\alpha = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{35}{35} \right)^2 = 1,2 \quad [2]$$

On prend : $\frac{A_s}{B_r} = 1\%$, $F_e = 400 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,1$

On tire B_r :

$$B_r \geq \frac{\alpha \cdot N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + 0,85 \cdot \frac{A_s \cdot f_e}{B_r \cdot \gamma_s}}$$

Avec : $f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,1 \cdot 1,5} = 14,17 \text{ MPa}$ ($\theta = 1$ charge > 24h)

Donc : $B_r \geq \frac{1,2 \times 0,9435}{\frac{14,17}{0,9} + 0,85 \cdot \frac{400}{100 \times 1,15}} \quad B_r \geq 0,060 \text{ m}^2$

Par suite : $B_r = (a - 0,02) \cdot (b - 0,02)$ poteau de section carré donc : $a = b$

$$\begin{cases} B_r = (a - 0,02)^2 \\ 0,060 = (a - 0,02)^2 \\ a = \sqrt{0,060} + 0,02 \quad a = 0,26 \text{ m} \quad \text{On prend: } \implies \quad \mathbf{a = b = 30 \text{ cm}} \end{cases}$$

b- D'après RPA 99 version 2003 : l'effort normal ultime agissant N_u sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$V = \frac{N_u}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \quad [3]$$

Avec B_c : section du poteau.

$$\text{Alors : } \begin{cases} B_c \geq \frac{N_u}{0,3 \times f_{c28}} \\ B_c \geq \frac{0,9435}{0,3 \times 25} \end{cases} \implies B_c \geq 0,12$$

Avec : $B_c = a \times b$ et $a = b \implies$ donc : $B_c = a^2$

$$\text{En suit : } a \geq \sqrt{B_c} \implies a \geq \sqrt{0,12} \quad a \geq 0,34$$

On prend : **$a = b = 35 \text{ cm}$**

➤ **Vérfications des Conditions selon RPA99 :**

$$\text{Min (a ; b)} \geq 25 \text{ cm} \implies \text{min (35 ; 35)} \geq 25 \text{ cm} \quad \text{c'est vérifier.}$$

$$\text{Min (a ; b)} \geq \frac{h_e}{20} \implies \text{min (35 ; 35)} \geq \frac{306}{20} = 15,3 \quad \text{c'est vérifier.}$$

$$\frac{1}{4} \leq a/b \leq 4 \implies \frac{1}{4} \leq 1 \leq 4 \quad \text{c'est vérifier.}$$

➤ **Vérfication du poteau au flambement :**

- Moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{a^4}{12} = \frac{35^4}{12} = 125052,08 \text{ cm}^4$$

- Rayon de giration i_x, i_y :

$$A = 35^2 = 1225 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{125052,08}{1225}} = 10,10 \text{ cm}$$

- Calcul de l'élancement mécanique : $L_f = 0,7 \cdot H_o$

Avec :

L_f : longueur de flambement.

$H_o = 3,06 \text{ m}$ (La hauteur sur le plafond).

$$L_f = 0,7 \cdot 306 = 214,2$$

Donc $\lambda_x = \lambda_y = \frac{L_f}{i_x} = \frac{214,2}{10,10} = 21,20 < 50$ donc le flambement est vérifié.

Pour les poteaux des autres étages on fait la même méthode de calcul (selon CBA et RPA) :

Poteau	N	Nu (MN)	Br (m ²)	Selon CBA a=b(m)	S (m ²)	L ₀ (m)	Selon RPA a=b(m)
RDC	5	0,944	0,060	0,30	18,87	3,06	0,35
1^{er}	4	0,755	0,048	0,30	18,87	3,06	0,35
2^{eme}	3	0,566	0,036	0,25	18,87	3,06	0,30
3^{eme}	2	0,377	0,024	0,25	18,87	3,06	0,30
4^{eme}	1	0,188	0,012	0,25	18,87	3,06	0,30

Tableau II.1 : Récapitulatif des sections des poteaux

II.2.4. L'escalier :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers.

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches.

Un escalier se compose de plusieurs éléments :

- Marche : la partie horizontale de la marche.
- Contre marche : la hauteur verticale de la marche (h).
- Giron (g) : la largeur de la marche.
- L'embranchement : la longueur de la marche (l).
- La volée : ensemble des marches d'un escalier.
- Paillasse : c'est la dalle inclinée supportant les marches.
- Pallier : la dalle horizontale à la fin ou au début de la paillasse.
- Pente de l'escalier(α) : C'est l'inclinaison de paillasse par rapport à l'horizontale, pour les escaliers confortable ; $\alpha = [20^{\circ} \text{ à } 40^{\circ}]$.
- La cage : est le volume où se situe l'escalier.
- Ligne de jour : l'espace qui est laissé au milieu par la projection horizontale d'un escalier.

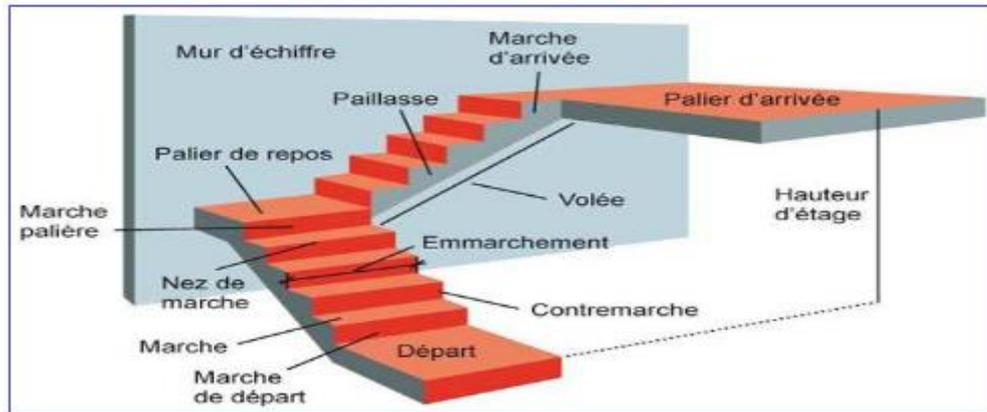


Figure II.7 : Schéma simplifié d'un escalier.

➤ **Types D'escaliers :**

Il existe plusieurs type d'escalier tout dépend du type d'habitation ou de l'exigence du constructeur. Nous concentré sur le cas de l'escalier à trois volées droites et à deux paliers intermédiaires.

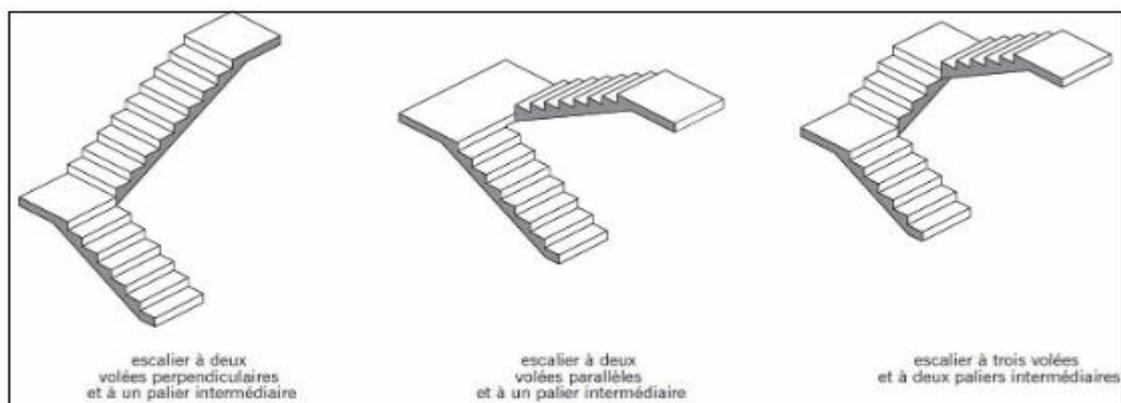


Figure II.8 : Schéma des différents types d'escalier.

➤ **Pré dimensionnement des escaliers :**

On prend : $g = 30\text{cm}$ d'après le plan d'architecture

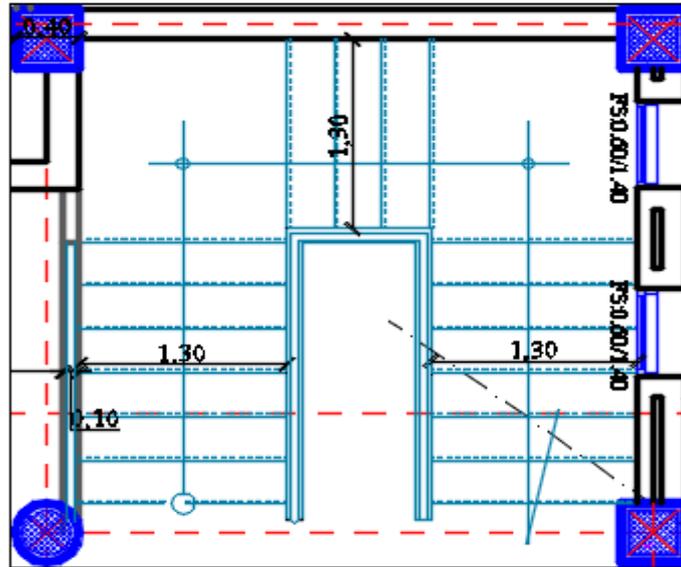


Figure II.9 : Schéma représentatif d'escalier (AutoCAD).

D'après BLONDEL :

$$60\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$$

Donc : $15\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$ On prendra **$h=17\text{cm}$** .

- Nombre de marche/contremarche :

$$g = \frac{L}{n-1} \longrightarrow n-1 = \frac{L}{g}$$

$$\begin{cases} n-1 = \frac{180}{30} = 6 \text{ marches} \longrightarrow n = 7 \text{ Contremarches (Volée 1, 3)} \\ n-1 = \frac{90}{30} = 3 \text{ marches} \longrightarrow n = 4 \text{ Contremarches (Volée 2)} \end{cases}$$

- Hauteur d'escalier :

Nous avons 3 volées : deux identique et une différente

$$H_{1,3} = h \times n = 17 \times 7 = 119\text{cm}$$

$$H_{\text{etage}} = 306 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } H_2 = H_{\text{etage}} - H_{1,3} = 306 - 119 \times 2$$

$$H_2 = 68 \text{ cm}$$

- L'angle de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} \longrightarrow \begin{cases} \alpha = \tan^{-1} \frac{h}{g} \\ \alpha = \tan^{-1} \frac{17}{30} \end{cases} \longrightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

- Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_r \leq \frac{L_0}{20}$$

L_0 : Longueur du paillasse: $L_0 = L_{ps}$

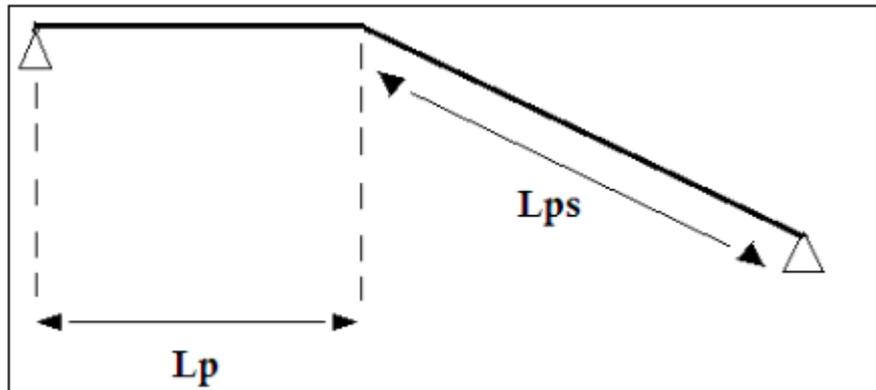


Figure II.10 : Schéma représentatif de la longueur de la paillasse.

Avec : $\sin \alpha = \frac{h}{L_{ps}} \longrightarrow L_{ps} = \frac{h}{\sin \alpha}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Paillasse 1,3 : } L_{ps} = L_0 = \frac{119}{\sin 29,54} = 241,36 \text{ cm,} \\ \text{Paillasse 2 : } L_{ps} = L_0 = \frac{68}{\sin 29,54} = 137,92 \text{ cm,} \end{array} \right.$$

$$\frac{241,36}{30} \leq e_r \leq \frac{241,36}{20}$$

$$8,05 \leq e_r \leq 12,07$$

$$\frac{137,92}{30} \leq e_r \leq \frac{137,92}{20}$$

$$4,6 \leq e_r \leq 6,9$$

$$\longrightarrow e_r = 12 \text{ cm}$$

- Epaisseur du palier de repos :

L'épaisseur de palier de repos est la même que celle de la paillasse = **12cm**

II.2.5. Le voile :

Les voiles sont des éléments verticaux (murs) réalisés en béton armé, Le Pré dimensionnement des voiles se fera d'après le RPA 99 (article 7.7.1). Les charges prises en compte dans le pré dimensionnement sont :

- ✓ Les charges verticales : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- ✓ Les actions horizontales : effet de séisme.

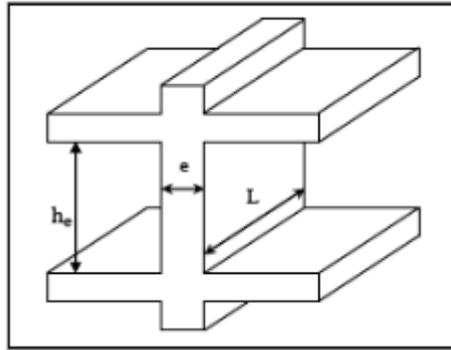


Figure II.11 : Coupe transversale du voile.

$$\begin{cases} e \geq h_e / 20 & \text{pour les voiles à about libres.} \\ e \geq 15 \text{ cm} \end{cases} \quad [3]$$

Donc : $e \geq \max (h_e / 20 ; 15 \text{ cm})$

Avec : h_e : hauteur libre d'étage
 e : l'épaisseur de voile

Par suite: $h_e = h - \min (h_{pp}, h_{ps})$

$$h_e = 3,06 - 0,35 = 2,71 \text{ m}$$

$$e \geq \max \left(\frac{271}{20}; 15 \text{ cm} \right) \longrightarrow e = 15 \text{ cm}$$

II.2.6. l'acrotère :

L'acrotère est un relief constitué par un muret situé en bordure de la toiture, dans le prolongement de ses murs de façade.

Généralement en béton armé, ce petit muret d'un minimum de 15 centimètres de hauteur, permet de coller une étanchéité à chaud côté extérieur et possède des passages pour l'évacuation des eaux de pluie.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique F_P .

➤ **Hypothèses de calcul :**

- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ La fissuration est considéré préjudiciable.

✓ L'acrotère sera calculé en flexion composée.

Le poids propre et la charge d'exploitation :

$$S = (0,12 \times 0,6) + (0,18 \times 0,05) + \left(\frac{0,18 \times 0,12}{2}\right)$$

$$S = 0,09 \text{ m}^2$$

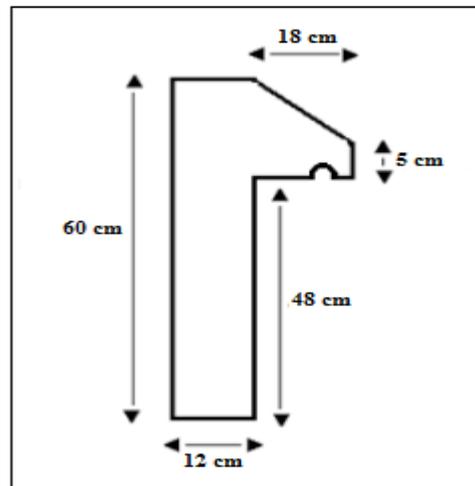


Figure II.12: L'acrotère.

II.3. Conclusion :

On peut maintenant définir avec exactitude les charges supportées et réparties à travers ces éléments qui seront entamés dans le chapitre suivant.

Nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

❖ Plancher :

Pour le corps creux est (16+4)

Pour les dalles pleines $e = 12 \text{ cm}$

❖ Poutres :

Poutres principales : $30 \times 45 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $30 \times 35 \text{ cm}^2$

❖ Escaliers+ palier :

Nous avons adopté une épaisseur $e = 12 \text{ cm}$.

❖ voile :

$e = 15 \text{ cm}$ pour tous les étages et le RDC

❖ Poteaux :

RDC et 1^{er} est de section $(35 \times 35) \text{ cm}^2$.

2^{ème} à 4^{ème} est de section $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

Chapitre III :
Descente des charges

III.1. Introduction :

Toute structure étant soumise à des charges gravitationnelles le cheminement des efforts s'effectue du niveau le plus haut (Toiture) vers le niveau le plus bas (fondation).

La descente de charges et le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, dont l'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure.

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur de notre structure. Les différents charges et surcharges existantes sont :

- ✓ Les charges permanentes (G).
- ✓ Les surcharges d'exploitation (Q).

III.2. Evaluation des charges et surcharges :

III.2.1. Plancher terrasse (inaccessible) :

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

Désignation des éléments	Poids massique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)
Gravions roulé de protection	20	0,04	0,8
Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
Forme de pente	22	0,01	2,20
Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
Plancher à corps creux (16+4)	/	0,2	2,85
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanente G			G=6,18
Charge d'exploitation Q			Q=1

Tableau III.1 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible corps creux.

III.2.2. Dalle pleine :

Désignation des éléments	Poids massique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)
Protection gravillons	20	0,04	0,8
Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
Forme de pente	22	0,01	2,20
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente G			G=7,15
Charge d'exploitation Q			Q=1

Tableau III.2 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible dalle pleine**III.2.3. Plancher étage courant : (Usage d'habitation)**

Désignation des éléments	Poids massique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0,02	0,4
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,02	0,36
Plancher corps creux (16+4)	/	0,2	2,85
Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
Cloisons de séparation	/	/	1,00
Charge permanente G			G=5,21
Charge d'exploitation Q			Q=1,5

Tableau III.3 : Evaluation des charges du plancher corps creux étage courant (1 à 3+RDC).**III.2.4. Dalle pleine :**

Désignation des éléments	Poids massique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0,02	0,4
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine	/	0,2	3,75
Enduit en ciment	18	0,015	0,27
Cloisons de séparation	/	/	1,00
Charge permanente G			G=6,18
Charge d'exploitation Q			Q=1,5

Tableau III.4 : Evaluation des charges du plancher en dalle pleine étage courant (1 à 3+RDC).**III.2.5. Balcons :**

Les balcons sont en dalle pleine.

Désignation des éléments	Poids massique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0,02	0,4
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine	/	0,2	3,75
Enduit en ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente G			G=5,18
Charge d'exploitation Q			Q=3,5

Tableau III.5 : Evaluation des charges du balcon.

III.2.6. Murs :

a) Murs extérieurs :

Désignation des éléments	Poids massique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)
Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Briques creuses extérieur	9	0,15	1,3
Briques creuses intérieur	9	0,10	0,90
Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanente G			G=2,67

Tableau III.6 : Charge permanente du mur extérieur.

a) Murs intérieurs :

Désignation des éléments	Poids massique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)
Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
Briques creuses intérieur	9	0,10	0,90
Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
Charge permanente G			G=1,30

Tableau III.7 : Charge permanente du mur intérieur.Remarque :

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

- Murs avec portes (90% G).
- Murs avec fenêtres (80% G).
- Murs avec portes et fenêtres (70% G).

III.2.7. Escaliers :

a) Palier :

Désignation des éléments	Poids massique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0,02	0,4
Mortier de pose	20	0,02	0,4
poids propre de palier	25	0,12	3
Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
Charge permanente G			G=4
Charge d'exploitation Q			Q=2,5

Tableau III.8 : Evaluation des charges du palier.

b) Volée (paillasse) :

Désignation des éléments	Poids massique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	
			Volée 1,3	Volée 2
Revêtement en carrelage horizontale	20	0,02	0,4	0,4
Revêtement en carrelage verticale	20	0,02h/g	0,23	0,23
Mortier de pose horizontale	20	0,02	0,4	0,4
Mortier de pose verticale	20	0,02h/g	0,23	0,23
Marche (avec un béton 22KN/m ³)	22	h/2	1,87	1,87
Paillasse (Dalle pleine)	25	0,12/cos(α)	3,45	3,45
Enduit en ciment	18	0,015/ cos(α)	0,31	0,31
Charge permanente G			G=6,89	
Charge d'exploitation Q			Q=2,5	

Tableau III.9 : Evaluation des Charge de volée.

III.2.8. L'acrotère :

$$S = 0,09 \text{ m}^2$$

$$\text{Périmètre de l'acrotère : } \left(\frac{0,12+0,6}{2} + \frac{0,18+0,05}{2} + (0,17 + 0,12 + 0,12) \right) = 0,885 \text{ m} \quad [4]$$

$$\text{Périmètre de l'acrotère multiplié par l'épaisseur : } 0,885 * 0,02 = 0,018$$

Désignation des éléments	Poids massique (KN/m ³)	surface (m ²)	Poids G (KN/ml)
L'acrotère	25	0,09	2,25
Enduit	20	0,018	0,36
Charge permanente G			G=2,61
Charge d'exploitation Q			Q=1

Tableau III.10 : Evaluation des charges d'acrotère.

III.3. Conclusion :

On a déterminé la descente des charges, maintenant reste à confirmer les résultats obtenue dans les chapitre suivants.

CHAPITRE IV :

Etude

Des Eléments Secondaires

IV.1. Etude du plancher :

IV.1.1. Introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, Ils ont pour rôle :

- Cheminement des charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- On a adopté comme plancher pour notre bâtiment un plancher en corps creux pour les rez de chaussée et les étages courants qui a pour avantage :
 - ✓ Il est plus léger que la dalle pleine.
 - ✓ Il assure une bonne isolation phonique et thermique.

Dans notre structure, les planchers sont en corps creux :

Plancher = poutrelles + corps creux + dalle de compression (16+4 = 20 cm).

IV.1.2. Etude des poutrelles :

IV.1.2.1. Dimensionnement des poutrelles :

Dimensions de poutrelle sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 20 \text{ cm.} \\ h_0 = 4 \text{ cm.} \\ b = 65 \text{ cm.} \\ b_0 = 10 \text{ cm.} \\ b_1 = 27,5 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

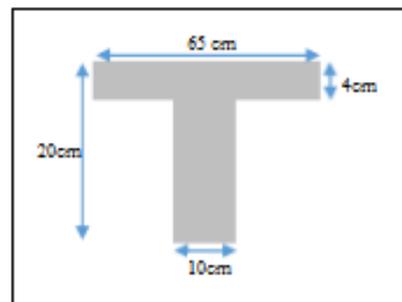


Figure IV.1 : Schéma de poutrelle.

IV.1.2.2. Les type des poutrelles :

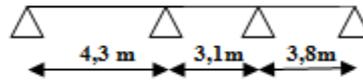
Dans notre projet nous avons deux types de poutrelles, on va prendre en considérations le cas le plus défavorable pour le ferrailage, (En prend les distances entre axe) :

Du RDC jusqu'au 4^{ème} étage :

Type 1 :



Type 2 :



➤ **Evaluation des charges :**

Type de plancher	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	ELU qu= (1,35 G+1,5 Q).b (KN/ml)	ELS qs= (G + Q).b (KN/ml)
Plancher terrasse (inaccessible)	6,18	1	6,4	4,67
Plancher haut du RDC au 3 ^{ème}	5,21	1,5	6,03	4,36

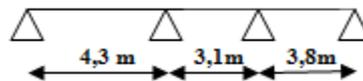
Tableau IV.1 : charges supporté par les poutrelles.

IV.1.2.3. Calcul du plancher :

Application du calcul de forfaitaire :

On prend le type 2 avec $Q=1,5 \text{ KN/m}^2$ et $G=5,21 \text{ KN/m}^2$

Type 2 :



Vérification des conditions :

- 1) $Q < 2*G \iff 1,5 < 10,42 \text{ KN/m}^2$, $Q < 5 \text{ KN/m}^2 \iff 1,5 < 5 \text{ KN/m}^2$
- 2) Inertie constant le long de la travée \iff Vérifiée
- 3) On suppose que la fissuration est peu préjudiciable
- 4) rapport des portés :

$$0,8 < \frac{4,3}{3,1} < 1,25 \qquad 0,8 < 1,39 < 1,25$$

Condition n'est pas vérifié donc on passe à la méthode de Caquot.

Application du calcul de Caquot :

La méthode de calcul de Caquot est une simplification de la méthode des trois moments, elle fait part du postulat que les moments sur appuis sont provoqués par les charges se trouvant sur les travées adjacentes à l'appui considéré.

On peut utiliser cette méthode si le $Q > (2 \cdot G \text{ ou } 5 \text{ KN/m}^2)$

Donc la condition n'est pas vérifiée alors on passe à la méthode des trois moments.

Application du calcul des 3 moments :

Cette méthode s'appelle aussi la méthode de « CLAPEYRON » et s'applique aux poutres continues qui reposent sur trois appuis et plus

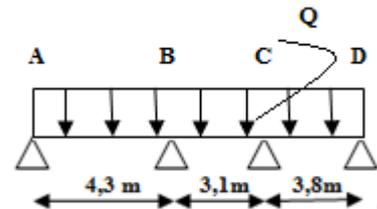
➤ Calcul du moment aux appuis :

1) Les moments sur appuis (A, B, C) :

$$M_A \cdot l_1 + 2 \cdot M_B \cdot (l_1 + l_2) + M_C \cdot l_2 = -6EI (\theta_B^g + \theta_B^d)$$

2) Les moments sur appuis (B, C, D) :

$$M_B \cdot l_2 + 2 \cdot M_C \cdot (l_2 + l_3) + M_D \cdot l_3 = -6EI (\theta_C^g + \theta_C^d)$$



Appui de rive :

$$M_A = M_D = 0$$

On a: $q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot b = 6,03 \text{ KN/ml}$

$$\theta_B^g = \frac{ql^3}{24EI} = \frac{6,03 \cdot 4,3^3}{24EI} = \frac{479,43}{24EI}$$

$$\theta_B^d = \theta_C^g = \frac{ql^3}{24EI} = \frac{6,03 \cdot 3,1^3}{24EI} = \frac{179,64}{24EI}$$

$$\theta_C^d = \frac{ql^3}{24EI} = \frac{6,03 \cdot 3,8^3}{24EI} = \frac{330,88}{24EI}$$

Donc :

$$\begin{cases} 2M_B \cdot (l_1 + l_2) + M_C \cdot l_2 = -6EI (\theta_B^g + \theta_B^d) \\ M_B \cdot l_2 + 2 \cdot M_C \cdot (l_2 + l_3) = -6EI (\theta_C^g + \theta_C^d) \end{cases}$$

$$\begin{cases} 2 \cdot M_B \cdot (4,3 + 3,1) + M_C \cdot 3,1 = -6EI \left(\frac{479,43}{24EI} + \frac{179,64}{24EI} \right) \\ M_B \cdot 3,1 + 2 \cdot M_C \cdot (3,1 + 3,8) = -6EI \left(\frac{179,64}{24EI} + \frac{330,88}{24EI} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} 14,8M_B + 3,1M_C = -164,77 \\ 3,1M_B + 13,8M_C = -127,63 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_B = -9,65 \text{ KN.m} \\ M_C = -7,08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Calcul du moment aux travées :

Calcul des réactions :

Appui A (rive) : $R_A = R^*_A + \frac{M_B - M_A}{l_1}$

R^* : réaction de la travée décomposée (poutre isostatique).

Avec : $R^*_A = \frac{q \times l_1}{2} = \frac{6,03 \times 4,3}{2} = 12,96 \text{ KN}$

$$R_A = 12,96 + \frac{-9,65 - 0}{4,3} = 10,72 \text{ KN}$$

Appui B (intermédiaire) : $R_B = R^*_B + \frac{M_A - M_B}{l_1} + \frac{M_C - M_B}{l_2}$

Avec : $R^*_B = \frac{q \times l_1}{2} + \frac{q \times l_2}{2} = 22,31 \text{ KN}$

$$R_B = 22,31 + \frac{0 - (-9,65)}{4,3} + \frac{-7,08 - (-9,65)}{3,1} = 25,38 \text{ KN}$$

Appui C (intermédiaire) : $R_C = R^*_C + \frac{M_B - M_C}{l_2} + \frac{M_D - M_C}{l_3}$

Avec : $R^*_C = \frac{q \times l_2}{2} + \frac{q \times l_3}{2} = 20,80 \text{ KN}$

$$R_C = 20,8 + \frac{-9,65 - (-7,08)}{3,1} + \frac{0 - (-7,08)}{3,8} = 21,83 \text{ KN}$$

Appui D (rive) : $R_D = R^*_D + \frac{M_C - M_D}{l_3}$

Avec : $R^*_D = \frac{q \times l_3}{2} = 11,46 \text{ KN}$

$$R_D = 11,46 + \frac{-7,08 - 0}{3,8} = 9,6 \text{ KN}$$

Calcul les moments : par la méthode de RDM (coupe)

Travée (AB) :

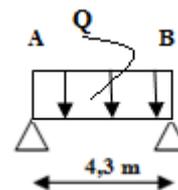
$$M_{i(AB)}(x) = M_i^*(x) + M_B \left(\frac{x}{l}\right) + M_A \left(1 - \frac{x}{l}\right)$$

Avec $M_i^*(x) = R_A \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{2}$

$$M_i^*(x) = -3,015x^2 + 12,96x$$

Donc $M_{i(AB)}(x) = -3,015x^2 + 12,96x - 9,65 \left(\frac{x}{4,3}\right)$

$$M_{i(AB)}(x) = -3,015x^2 + 10,72x \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{i(AB)}(0) = 0 \end{array} \right.$$



$$M_{t(AB)}(4,3) = -9,65 \text{ KN.m}$$

On a $\frac{d M_t(AB)}{dx} = 0 \implies -6,03x + 10,72 = 0 \implies x = 1,77 \text{ m}$

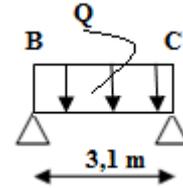
$$M_{t(AB)_{\max}} = 9,53 \text{ KN.m}$$

Travée (BC) :

$$M_{t(BC)}(x) = M_t^*(x) + M_C\left(\frac{x}{l}\right) + M_B\left(1 - \frac{x}{l}\right)$$

Avec : $M_t^*(x) = R_B^*x - q^*\frac{x^2}{2}$

$$M_t^*(x) = -3,015x^2 + 9,35x$$



Donc $M_{t(BC)}(x) = -3,015x^2 + 9,35x - 7,08\left(\frac{x}{3,1}\right) - 9,65\left(1 - \frac{x}{3,1}\right)$

$$M_{t(BC)}(x) = -3,015x^2 + 10,18x - 9,65 \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{t(BC)}(0) = -9,65 \text{ KN.m} \\ M_{t(BC)}(3,1) = -7,08 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On a $\frac{d M_t(BC)}{dx} = 0 \implies -6,03x + 10,18 = 0 \implies x = 1,69 \text{ m}$

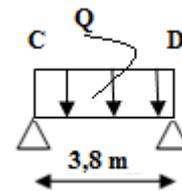
$$M_{t(BC)_{\max}} = -1,06 \text{ KN.m}$$

Travée (CD) :

$$M_{t(CD)}(x) = M_t^*(x) + M_D\left(\frac{x}{l}\right) + M_C\left(1 - \frac{x}{l}\right)$$

Avec : $M_t^*(x) = R_C^*x - q^*\frac{x^2}{2}$

$$M_t^*(x) = -3,015x^2 + 11,46x$$



Donc : $M_{t(DC)}(x) = -3,015x^2 + 11,46x - 7,08\left(1 - \frac{x}{3,8}\right)$

$$M_{t(DC)}(x) = -3,015x^2 + 13,32x - 7,08 \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{t(DC)}(0) = -7,08 \text{ KN.m} \\ M_{t(DC)}(3,8) = 0 \end{array} \right.$$

On a $\frac{d M_t(CD)}{dx} = 0 \implies -6,03x + 13,32 = 0 \implies x = 2,21 \text{ m}$

$$M_{t(CD)_{\max}} = 7,64 \text{ KN.m}$$

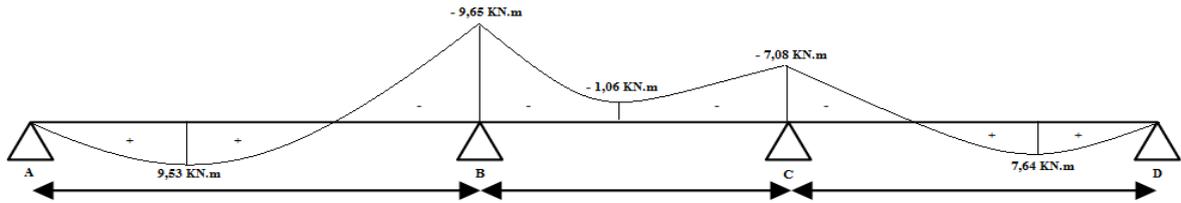


Figure IV.2 : Diagramme de moment fléchissant de la poutrelle type 2.

➤ Calcul de l'effort tranchant :

$$T_{AB}(x) = \frac{d Mt(AB)}{dx} = -6,03x + 10,72 \quad \left\{ \begin{array}{l} T_{AB}(0) = 10,72 \text{ KN} \\ T_{AB}(4,3) = -15,21 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T_{BC}(x) = \frac{d Mt(BC)}{dx} = -6,03x + 10,18 \quad \left\{ \begin{array}{l} T_{BC}(0) = 10,18 \text{ KN} \\ T_{BC}(3,1) = -8,51 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T_{DC}(x) = \frac{d Mt(DC)}{dx} = -6,03x + 13,32 \quad \left\{ \begin{array}{l} T_{DC}(0) = 13,32 \text{ KN} \\ T_{DC}(3,8) = -9,59 \text{ KN} \end{array} \right.$$

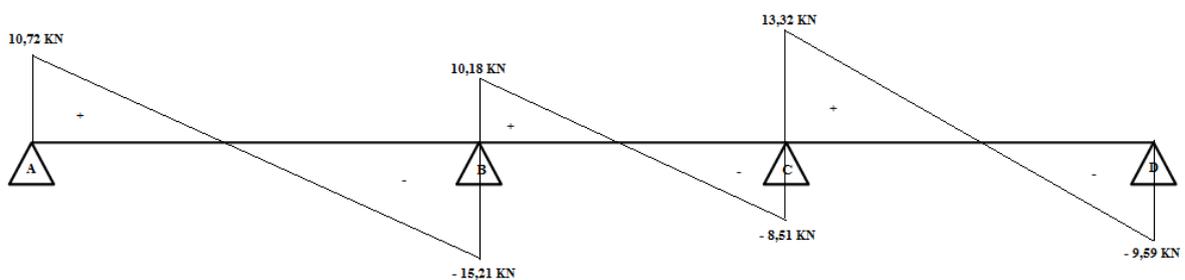


Figure IV.3 : Diagramme d'effort tranchant de la poutrelle type 2.

IV.1.2.4. Ferrailage des poutrelles : (flexion simple)

❖ ELU

1) en travée : on prend le moment max des travées

$$M_u = M_{\max} = 9,53 \text{ KN.m}$$

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \sigma_{bc}$$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 0,2 = 0,18 \text{ m}$$

Donc : $M_t = 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \times 14,17 = 0,0589 \text{ MN.m}$

$M_t = 58,9 \text{ KN.m} < M_u = 9,53 \text{ KN}$. (Axe neutre sera à l'intérieur de la table de compression)

Le calcul de ferrailage se fait comme une section rectangulaire ($b \times h$) = (65 × 20) cm²

- Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{9,53 \cdot 10^{-3}}{0,65 \cdot (0,18)^2 \cdot 14,17} = 0,032 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$A'_u = 0$ (Acier comprimé pas nécessaire).

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

- Position relative de la fibre neutre :

$$\begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,032}) = 0,04 \\ \beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4(0,04) = 0,98 \end{cases}$$

La section de l'armature tractée est :

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9,53 \cdot 10^{-3}}{0,98 \times 0,18 \times 348} = 1,55 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,55 \text{ cm}^2$$

On opte 2T10 pour : $A_u = 1,57 \text{ cm}^2$

- ❖ Condition de non fragilité :

$$A_{u \min} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d$$

Avec $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$A_{u \min} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,65 \times 0,18$$

$$A_{u \min} \geq 1,41 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Donc $1,57 \text{ cm}^2 > 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée

2) en appui : on prend le moment max des appuis

$$M_u = M_{\max} = 9,65 \text{ KN.m}$$

On a calculé précédemment : $M_t = 58,9 \text{ KN.m} > M_u$

Donc L'axe neutre dans la table de compression, donc on fait le calcul pour la rectangulaire $(b_0 \times h) = (10 \times 20) \text{ cm}^2$.

- Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 \sigma_{bc}} = \frac{9,65 \cdot 10^{-3}}{0,10 \cdot (0,18)^2 \cdot 14,17} = 0,21 > 0,186 \rightarrow \text{Pivot B}$$

Donc :
$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{400}{1,15 \times 200000} = 1,73 \cdot 10^{-3}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{sl}} = 0,669 \\ \beta_1 = 1 - 0,4 \alpha_1 = 0,732 \\ \mu_1 = 0,8 \alpha_1 \beta_1 = 0,392 \end{array} \right.$$

On constate que $\mu < \mu_1$ donc l'armature comprimé n'est pas nécessaire.

$$A'_u = 0$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

- Position relative de la fibre neutre :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,21}) = 0,298 \\ \beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4(0,298) = 0,88 \end{array} \right.$$

La section de l'armature tractée est :

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9,65 \cdot 10^{-3}}{0,88 \times 0,18 \times 348} = 1,75 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,75 \text{ cm}^2$$

On opte 2T10+1T8 pour : $A_u = 2,07 \text{ cm}^2$

- ❖ Condition de non fragilité :

$$A_{u \min} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b_0 \cdot d$$

Avec $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$A_{u \min} \geq 0,23 \frac{2,1}{400} 0,10 \cdot 1,18$$

$$A_{u \min} \geq 0,22 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Donc $A_u = 2,07 \text{ cm}^2 > 0,22 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifier

3) Vérification a l'Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}) \quad [2]$$

$$V_{max} = 15,21 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{15,21 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 0,845 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas risque de rupture par cisaillement

❖ **Espacement et diamètre des armatures transversales :**

$$\text{Diamètre des armatures transversales : } \varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \varphi_L, \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min(5,71 \text{ mm}, 8 \text{ mm}, 10 \text{ mm}) \quad \rightarrow \quad \text{On adopte a un étrier } \varphi_t = 6 \text{ mm}$$

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\varphi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$.

❖ **Espacement S_t :**

L'espacement entre les armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes :

$$1) S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 16,2\text{cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K)} = \frac{0,8 \times 400 \times 0,57}{10(0,845 - 0,3 \times 2,1 \times 1)} = 84,84 \text{ cm}$$

Avec $K=1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peut nuisible)

$$3) S_t \leq \frac{f_e \times A_t}{0,4 \times b_0} = \frac{400 \times 0,57}{0,4 \times 10} = 57 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(1; 2; 3); \text{ on adopt } S_t = 15\text{cm}$$

❖ **ELS**

Ce type de poutrelle est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

• en travée :

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{Pu}{Ps} = \frac{6,03}{4,36} = 1,38$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} \quad \text{Donc : } \alpha_{travée} = 0,44 > 0,04$$

$$\rightarrow \quad \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{C.V}$$

- en appuis :

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{Pu}{Ps} = \frac{6,03}{4,36} = 1,38$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} \quad \text{Donc : } \alpha_{travée} = 0,44 > 0,298$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{C.V}$$

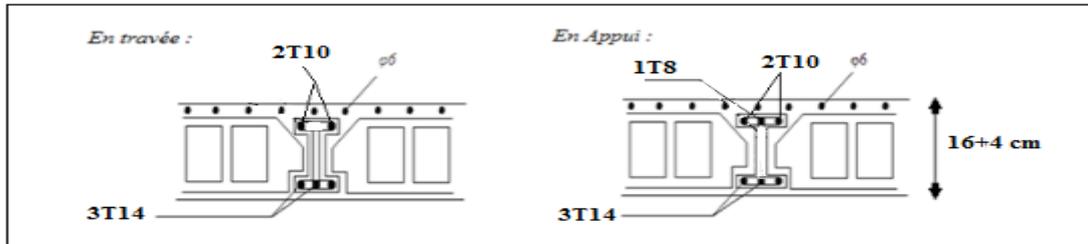


Figure IV.4 : Disposition de ferrailages des poutrelles.

IV.1.2.5. Ferrailage de la dalle de compression :

Selon le BAEL 91, la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

$$\text{Si } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80 & A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \\ L_1 \leq 50 & A_2 = \frac{200}{f_e} \\ A_2 = \frac{A_1}{2} \end{cases}$$

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1 = 65 \text{ cm}$) ;

$f_e = 235 \text{ MPa}$: quadrillage de T.S.TIE 235

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles.

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_1 = 4 \cdot \frac{65}{235} = 1,1 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ donc on prend } 5\emptyset 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_2 = \frac{1,1}{2} = 0,55 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ donc on prend } 4\emptyset 6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

D'où on opte : un treillis soudé TS de maille carré (15×15) cm^2

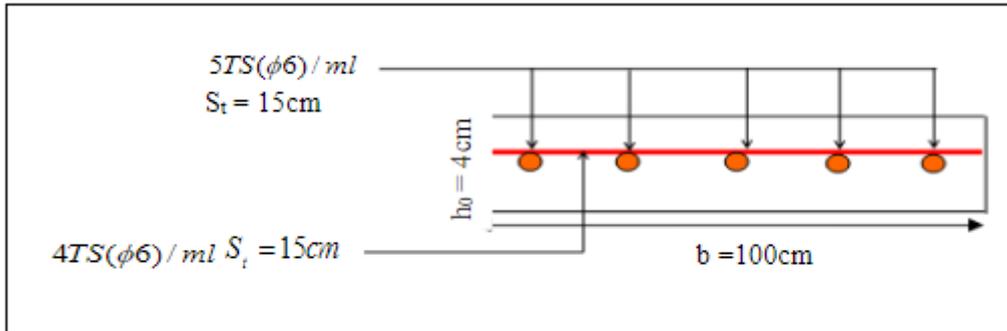


Figure IV.5 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

IV.2. Etude de l'acrotère :

IV.2.1. Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encadrée à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (F_p).

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure.

IV.2.2. Evaluation des charges :

Poids propre et la surcharge d'exploitation :

Comme on a déjà calculé dans le chapitre III :
Descente des charges on a :

$$G = 2,61 \text{ KN/ml}$$

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

La force sismique :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad [3]$$

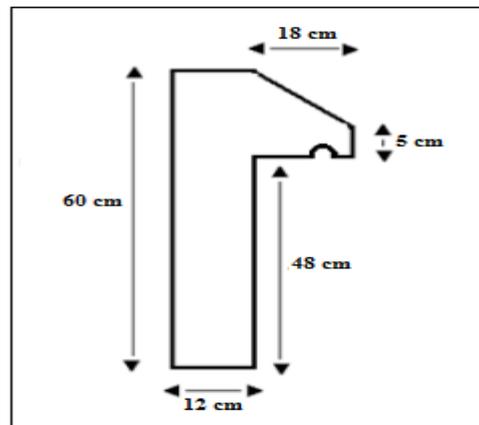


Figure IV.6 : Dimensions d'acrotère

F_p : Force horizontale.

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A = 0.15$).

C_p : Facteur de force horizontal ($C_p = 0.8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,61 = 1,25 \text{ KN}$

IV.2 .3.Calcul des sollicitations :

❖ **E.L.U :**

Effort normal : $N_u = 1,35.W_p$

Alors : $N_u = 1,35 \times 2,61 \quad N_u = 3,52 \text{ KN}$

Moment fléchissant : $M_u = 1.35 M_G + 1,5 M_Q$

Avec $M_G = 0$

Donc : $M_u = 1,5.F_p. h$

$M_u = 1,5 \times 1,25 \times 0,6 \quad M_u = 1,125 \text{ KN.m}$

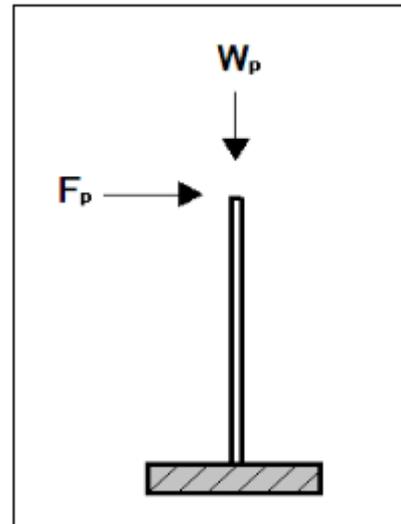


Figure IV.7 : Actions sur l'acrotère.

❖ **E.L.S :**

Effort normal : $N_u = W_p$

Alors : $N_u = 2,61 \text{ KN}$

Moment fléchissant : $M_u = M_G + M_Q$

Avec $M_G = 0$

Donc : $M_u = F_p. h$

$M_u = 1,25 \times 0,6 \quad M_u = 0,75 \text{ KN.m}$

• **Calcul de l'excentricité :**

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = e_1 + e_2 \quad [2]$$

Avec : e_1 : excentricité du 1er ordre

e_2 : excentricité du 2eme ordre due au flambement.

E.L.U :

- **L'excentricité du 1^{er} ordre :** $e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$

Avec : e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales après exécution.

$$\text{Donc : } e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{250} = \frac{60}{250} = 0,24 \text{ cm} \\ 2 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

Par suite : $e_1 = \frac{1,125}{3,52} + 0,02 = 0,34 \longrightarrow e_1 = 0,34 \text{ m}$

• **Elancement géométrique :**

l_f : la longueur de flambement : $l_f = 2 \times l_0$

$l_f = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$

$\frac{l_f}{h} = \frac{1,2}{0,1} = 12 < \max \left(15, \frac{20 \times e_1}{h} \right)$

$H = 10 \text{ cm}$: hauteur totale de la section dans direction du flambement.

$12 < \max \left(15, \frac{20 \times 0,34}{0,1} \right) = 68$

Donc le calcul sera mené à la flexion composée en tenant compte de l'excentricité du second ordre.

• **Excentricité du 2^{ème} ordre e_2 :** $e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \cdot h} [2 + \alpha \theta]$

Avec $\left\{ \alpha = \frac{MG}{MG+MQ} = \frac{WP}{WP+FP} = \frac{2,61}{2,61+1,25} = 0,68 \right.$

$\left. \theta : \text{Le rapport de déformation finale dû au fluage de la déformation instantanée (généralement } \theta = 2 \text{).} \right.$

Donc : $e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{10^4 \cdot 0,1} [2 + 0,68 \times 2] \longrightarrow e_2 = 0,015 \text{ m}$

En dernier : $e = e_1 + e_2$

$e = 0,34 + 0,015 \longrightarrow e = 0,355 \text{ m}$

• **Sollicitations ultimes corrigées pour le calcul en flexion composée :**

$N_u = 3,52 \text{ KN}$

$M_u = N_u (e_1 + e_2)$

$M_u = 3,52 (0,355)$

$M_u = 1,25 \text{ KN.m}$

• **Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendues :**

On a : $d = 0,9h$ et $h = 10 \text{ cm}$ donc : $d = 9 \text{ cm}$

(d : la distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieurs)

$e_a = e - \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,355 - \left(0,09 - \frac{0,1}{2} \right) \quad e_a = 0,315 \text{ m}$

(e_a : distance entre les armatures inférieures et le centre de pression.)

$$M_{ua} = N_u \times e_a \quad M_{ua} = 3,52 \times 0,315 = 1,11 \text{ KN.m}$$

$$T_u \text{ max} = 1,5Q = 1,5 \times 1,25 = 1,88 \text{ KN}$$

E.L.S :

$$\text{Effort normal : } N_{ser} = W_p = 2,61 \text{ KN.}$$

$$\text{Moment fléchissant : } M_{ser} = F_p \cdot h = 1,25 \cdot 0,6 = 0,75 \text{ KN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,75}{2,61} = 0,287$$

$$e_a = e_{ser} - \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,287 - \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right) \quad e_a = 0,25 \text{ m}$$

$$M_{ser} = e_a \times N_{ser} = 0,25 \times 2,61 = 0,65 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = Q = 1,25 \text{ KN}$$

IV.2.4. Calcul de ferrailage :

❖ ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

- Moment réduite agissant :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{1,125 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0,09)^2 \cdot 14,17} = 0,0098 < 0,186 \quad \rightarrow \text{Pivot A}$$

$A'_u = 0$ (Acier comprimé pas nécessaire).

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Section à simple armature : } A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_u}{z} - N_u \right)$$

- Position relative de la fibre neutre :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0098}) = 0,012 \\ \beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4(0,012) = 0,995 \\ Z = d \cdot \beta = 0,09 \cdot 0,995 = 0,09 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\text{Par suite : } A_{st} = \frac{1}{348} \left(\frac{1,125}{0,09} \times 10^{-3} - 3,52 \times 10^{-3} \right)$$

$$A_{st} = 2,58 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2 \quad A_{st} = 0,258 \text{ cm}^2$$

- ❖ Condition de non fragilité :

$$A_{stmin} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d$$

Avec $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$A_{stmin} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} 1 \times 0,09$$

$$A_{stmin} \geq 1,09 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Donc $A_{stmin} = 1,09 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0,258 \text{ cm}^2$ On adopte : $4T8 = 2,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,02}{4} = 0,5 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• L'espacement :

➤ Armature Principale

$$S_t \leq b/3 = 100/3 = 33,3 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm.}$$

➤ Armature de répartition

$$S_t \leq b'/4 = 60/4 = 15 \text{ cm.} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

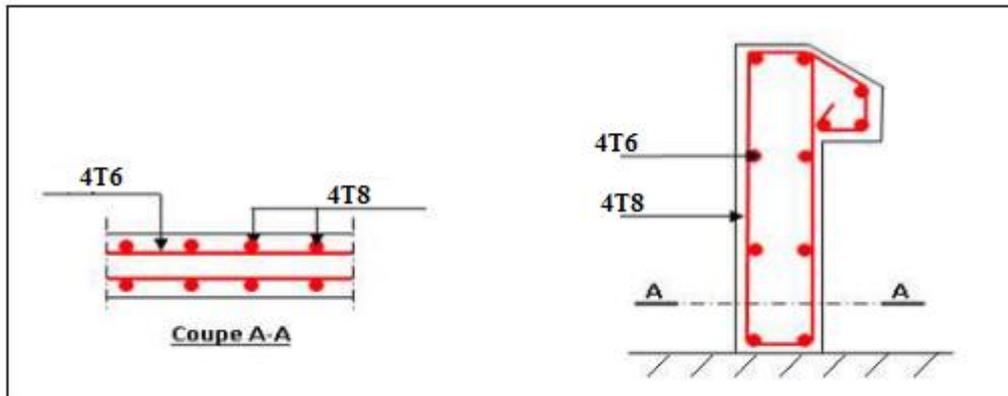


Figure IV.8 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

Contrainte de cisaillement :

$$T_u \text{ max} = 1,88 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \quad [2]$$

$$\tau_u = \frac{1,88 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,021 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{25}{1,5}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,021 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

❖ ELS

Les éléments de notre projet sont soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

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

$$\text{Avec : } D = \frac{15}{b} (A_u + A_u') = \frac{15}{100} (0,258 + 0) = 0,04 \text{ cm} \quad (A_u' = 0)$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u \cdot d + A_u' \cdot d) = \frac{30}{100} (0,258 \cdot 9 + 0) = 0,7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } y = -0,04 + \sqrt{0,04^2 + 0,7} = 0,8 \text{ cm}$$

$$\text{Puis : } I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 A_u (d - y_1)^2 + 15 A_u' (y_1 - d')^2$$

$$\text{Alors : } I = \frac{100}{3} \times 0,8^3 + 15 \cdot 0,258 \cdot (9 - 0,8)^2 + 0 = 277,29 \text{ cm}^4$$

$$\text{Avec : } k = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{0,65 \times 10^2}{277,29} \cdot 0,8 = 0,19 \text{ KN/cm}^2 \quad \text{avec : } M_{ser} = 0,65 \text{ KN.m}$$

$$k = 1,9 \text{ MPa}$$

Pour conclure : $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée

IV.3. Etude du balcon :

IV.3.1. Introduction :

Le balcon est une dalle pleine considérée encastree dans les poutres, il est calculé comme un consol et ferraillee en flexion simple. Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), et une charge d'exploitation Q.

IV.3.2. Evaluation des charges :

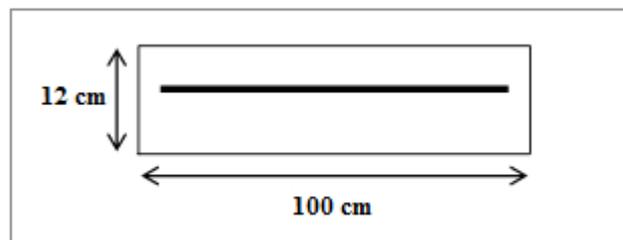
$$G = 5,18 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$$

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

$$\text{A l'état limite ultime : } q_u = 1.35G + 1.5 Q$$

$$\text{A l'état limite service : } q_{ser} = G + Q$$

$$M_u = q_u \cdot L^2 / 2$$



$$M_{ser} = q_{ser} \cdot L^2 / 2$$

$$V_u = q_u \cdot L$$

$$V_{ser} = q_{ser} \cdot L$$

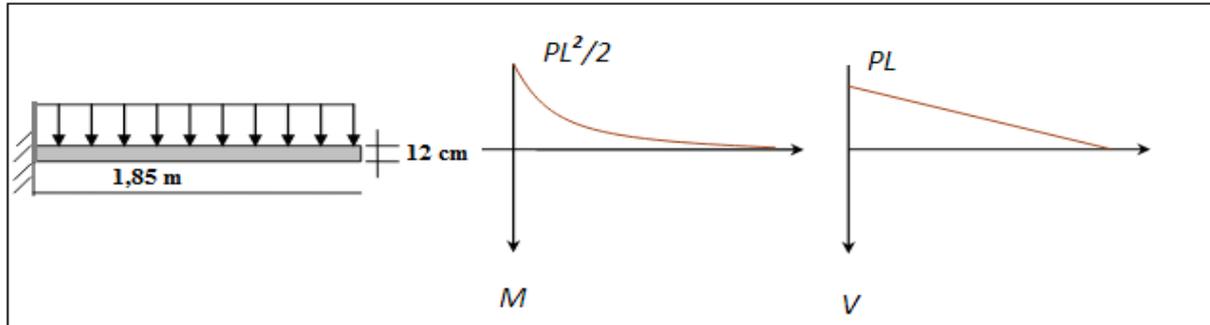


Figure IV.9 : Diagramme de sollicitation.

❖ **E.L.U**

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1,35 \cdot 5,18 + 1,5 \cdot 3,5$$

$$q_u = 12,24 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = q_u \cdot L^2 / 2 = 12,24 \cdot 1,85^2 / 2$$

$$M_u = 20,95 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \cdot L = 12,24 \cdot 1,85$$

$$V_u = 22,64 \text{ KN}$$

❖ **E.L.S**

$$q_{ser} = G + Q = 5,18 + 3,5$$

$$q_{ser} = 8,68 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{ser} = q_{ser} \cdot L^2 / 2 = 8,68 \cdot 1,85^2 / 2$$

$$M_{ser} = 14,85 \text{ KN.m}$$

$$V_{ser} = q_{ser} \cdot L = 8,68 \cdot 1,85$$

$$V_{ser} = 16,06 \text{ KN}$$

IV.3.3. Ferrailage :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

❖ **à l'ELU :**

D'après l'organigramme de la flexion simple d'une section rectangulaire, nous avons :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{20,95 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0,108)^2 \cdot 14,17} = 0,127 < 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

$A'_u = 0$ (Acier comprimé pas nécessaire).

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,127}) = 0,17 \\ \beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4(0,17) = 0,93 \end{cases}$$

La section de l'armature tractée est :

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{20,95 \cdot 10^{-3}}{0,93 \times 0,108 \times 348} = 5,99 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 6 \text{ cm}^2$$

On opte 4T14 pour : $A_u = 6,16 \text{ cm}^2$

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{u \min} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \cdot d$$

$$A_{u \min} \geq 0,23 * \frac{2,1}{400} * 1 * 0,108$$

$$A_{u \min} \geq 1,30 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Donc $A_u = 6,16 \text{ cm}^2 > 1,3 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ condition vérifier

• Calcul de l'espacement :

$$s \leq \min(3h; 33) \text{ cm}$$

$$S \leq \min(36 ; 33) \text{ cm}$$

$s \leq 33 \text{ cm}$ Donc : on prendra un espacement de 15 cm

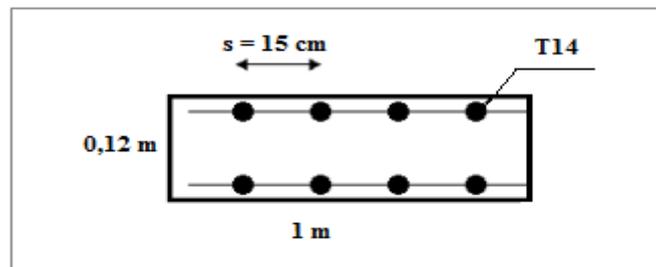


Figure IV.10 : Ferrailage de la dalle plein.

❖ à l'ELS :

On étudie la condition suivante :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\text{On a: } \begin{cases} M_u = 20,95 \text{ KN.m} & M_{ser} = 14,85 \text{ KN.m} \\ \alpha = 0,17 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \gamma = \frac{20,95}{14,85} = 1,41$$

$$\text{Alors : } \quad 0,17 \leq \frac{1,41-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\quad \quad \quad 0,17 \leq 0,455 \quad \quad \quad \text{CV}$$

Le calcul à l'ELS dans ce cas-là n'est pas nécessaire.

❖ **Contrainte de cisaillement :**

$$V_u \text{ max} = 22,64 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \quad [2]$$

$$\tau_u = \frac{22,64 \times 10^{-3}}{1 \times 0,108} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{25}{1,5}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

IV.4. Etude de l'escalier :

IV.4.1. Introduction :

Son ferrailage s'effectue en travée : la paillasse, ainsi qu'en appui : le palier intermédiaire (palier de repos) cela par l'établissement des armatures longitudinales au sein des deux éléments de l'escalier tout en gardant leur continuité.

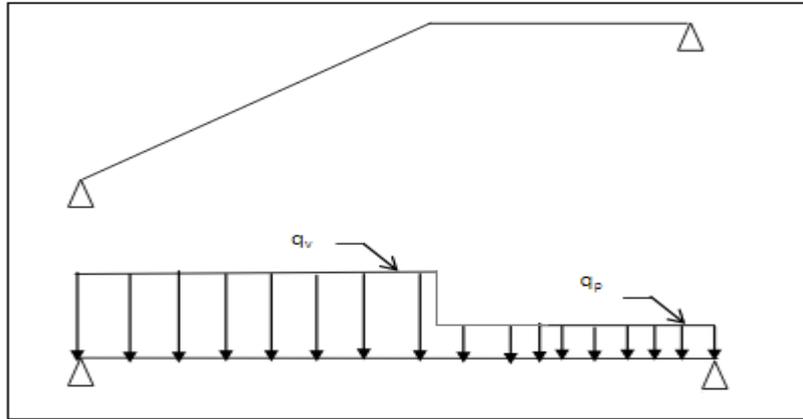


Figure IV.11 : schéma statique de l'escalier.

IV.4.2. Evaluation des charges :

IV.4.2.1. Palier de repos :

$$G = 4 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

❖ E.L.U

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1,35 \cdot 4 + 1,5 \cdot 2,5$$

$$q_u = 9,15 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = q_u \cdot L^2 / 2 = 9,15 \cdot 1,38^2 / 2$$

$$M_u = 8,71 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \cdot L = 9,15 \cdot 1,38$$

$$V_u = 12,63 \text{ KN}$$

❖ E.L.S

$$q_{ser} = G + Q = 4 + 2,5$$

$$q_{ser} = 6,5 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{ser} = q_{ser} \cdot L^2 / 2 = 6,5 \cdot 1,38^2 / 2$$

$$M_{ser} = 6,19 \text{ KN.m}$$

$$V_{ser} = q_{ser} \cdot L = 6,5 \cdot 1,38$$

$$V_{ser} = 8,97 \text{ KN}$$

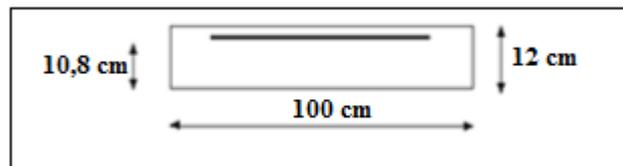


Figure IV.12 : Dimensionnement de la section calculé.

➤ **Ferraillage :**

❖ **à l'ELU :**

D'après l'organigramme de la flexion simple d'une section rectangulaire, nous avons :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{8,71 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0,108)^2 \cdot 14,17} = 0,052 < 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

$A'_u = 0$ (Acier comprimé pas nécessaire).

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,052}) = 0,067 \\ \beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4(0,067) = 0,97 \end{array} \right.$$

La section de l'armature tractée est :

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,71 \cdot 10^{-3}}{0,97 \times 0,108 \times 348} = 2,39 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,39 \text{ cm}^2$$

❖ Section du ferrailage minimale : Le RPA99v2003 exige que :

$$A_{RPA} = 0,5 \% \cdot b \cdot h$$

$$A_{RPA} = 0,5/100 \cdot (1,0) \cdot (0,12) = 6 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 6 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st} = \max(A_u; A_{RPA}) \text{ cm} = \max(2,39 ; 6) \text{ cm}^2$

$$A_{st} = 6 \text{ cm}^2$$

On opte 4T14 pour : $A_u = 6,16 \text{ cm}^2$

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{u \min} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d$$

$$A_{u \min} \geq 0,23 * \frac{2,1}{400} * 1 * 0,108$$

$$A_{u \min} \geq 1,30 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Donc $A_u = 6,16 \text{ cm}^2 > 1,3 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ condition vérifiée

• **Calcul de l'espacement :**

$$s \leq \min(3h; 33) \text{ cm}$$

$$s \leq \min(36 ; 33) \text{ cm}$$

$s \leq 33 \text{ cm}$ Donc : on prendra un espacement de 15 cm

❖ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,16}{4} = 1,54 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_r = T10 \text{ esp} = 15 \text{ cm}$

❖ à l'ELS :

On étudie la condition suivante :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\text{On a: } \begin{cases} M_u = 8,71 \text{ KN.m} \\ M_{ser} = 6,19 \text{ KN.m} \\ \alpha = 0,067 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \gamma = \frac{8,71}{6,19} = 1,41$$

$$\text{Alors : } 0,118 \leq \frac{1,41-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$0,118 \leq 0,455 \quad \text{CV}$$

Donc le calcul à l'ELS dans ce cas-là n'est pas nécessaire, il n'est pas primordial de calculer la contrainte du béton.

IV.4.2.2. Palier de repos :

$$G = 6,89 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

❖ E.L.U

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1,35*6,89 + 1,5*2,5$$

$$q_u = 13,05 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = q_u \cdot L^2 / 2 = 13,05 * 1,82^2 / 2$$

$$M_u = 21,62 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \cdot L = 13,05 * 1,82$$

$$V_u = 23,75 \text{ KN}$$

❖ E.L.S

$$q_{ser} = G + Q = 6,89 + 2,5$$

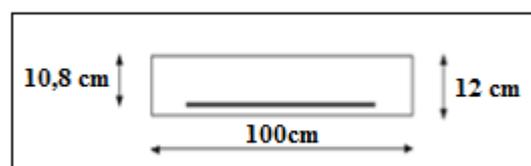


Figure IV.13 : Dimensionnement de la section calculé.

$$q_{ser} = 9,39 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{ser} = q_{ser} \cdot L^2/2 = 9,39 * 1,82^2/2$$

$$M_{ser} = 15,55 \text{ KN.m}$$

$$V_{ser} = q_{ser} \cdot L = 9,39 * 1,82$$

$$V_{ser} = 17,08 \text{ KN}$$

➤ **Ferraillage :**

❖ **à l'ELU :**

D'après l'organigramme de la flexion simple d'une section rectangulaire, nous avons :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{21,62 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0,108)^2 \cdot 14,17} = 0,13 < 0,186 \quad \longrightarrow \text{Pivot A}$$

$A'_u = 0$ (Acier comprimé pas nécessaire).

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,13}) = 0,17 \\ \beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4(0,17) = 0,93 \end{array} \right.$$

La section de l'armature tractée est :

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{21,62 \cdot 10^{-3}}{0,93 \times 0,108 \times 348} = 6,19 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 6,19 \text{ cm}^2$$

❖ Section du ferraillage minimale : Le RPA99v2003 exige que :

$$A_{RPA} = 0,5 \% \cdot b \cdot h$$

$$A_{RPA} = 0,5/100 \cdot (1,0) \cdot (0,12) = 6 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{st} = \max(A_u; A_{RPA}) \text{ cm} = \max(6,19; 6) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6,19 \text{ cm}^2$$

On opte 6T12 pour : $A_u = 6,78 \text{ cm}^2$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{u \min} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d$$

$$A_{u \min} \geq 0,23 * \frac{2,1}{400} * 1 * 0,108$$

$$A_{u \min} \geq 1,30 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Donc $A_u = 6,16 \text{ cm}^2 > 1,3 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$

• **Calcul de l'espacement :**

$$s \leq \min (3h;33) \text{ cm}$$

$$s \leq \min (36;33) \text{ cm}$$

$$s \leq 33 \text{ cm} \quad \text{Donc : on prendra un espacement de 15 cm}$$

❖ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,7 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_r = T10 \text{ esp} = 15 \text{ cm}$

❖ **à l'ELS :**

On étudie la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \\ \text{On a : } M_u = 21,62 \text{KN.m} \quad M_{ser} = 15,55 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 0,17$$

$$\text{Donc : } \gamma = \frac{21,62}{15,55} = 1,4$$

$$\text{Alors :} \quad 0,118 \leq \frac{1,4-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$0,118 \leq 0,45 \quad \text{CV}$$

Donc le calcul à l'ELS dans ce cas-là n'est pas nécessaire, il n'est pas primordial de calculer la contrainte du béton.

Remarque :

La poussée au vide doit être prise en compte, oui car si on néglige ce phénomène on risquera alors un éclatement du béton rendant l'escalier alors susceptible de s'effondrer.

Pour y'remédier, on ajoute un chapeau dans la zone de la poussée au vide situer dans la connexion paillasse-palier, son diamètre est identique que celui des armatures longitudinales (12mm) comme expliqué dans le schéma ci-dessous : [5]

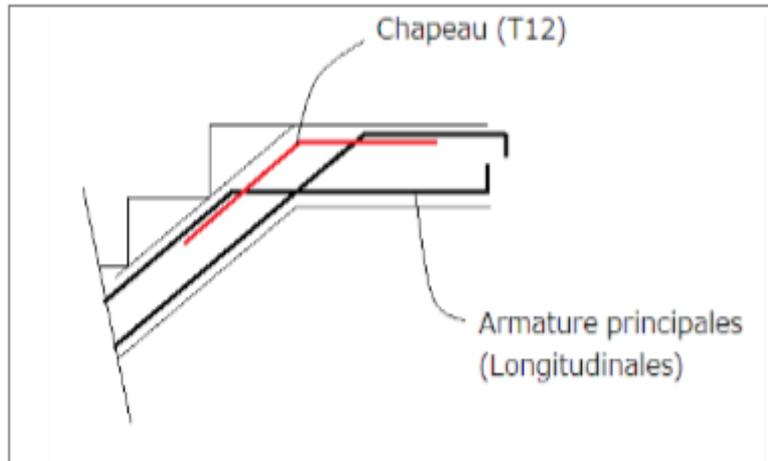


Figure IV.14 : Mise en place du chapeau.

❖ **Vérification sur l'escalier :**

Vis-à-vis de l'effort tranchant :

Nous avons :

$$\tau_{adm} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) = \min (3,33 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_{adm} = 3,33 \text{ MPa}$$

✓ **Palier de repos :**

$$\tau = \frac{v_{max}}{b.d} = \frac{12,63 \times 10^{-3}}{1 \times 0,108}$$

$$\tau = 0,12 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

✓ **Paillasse :**

$$\tau = \frac{v_{max}}{b.d} = \frac{23,75 \times 10^{-3}}{1 \times 0,108}$$

$$\tau = 0,22 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

IV.5. Conclusion :

Après L'estimation du nombre d'armatures à utiliser au niveau des éléments secondaires, On peut commencer l'étude sismique de l'ouvrage, le tout sera expliqué dans le chapitre suivant.

CHAPITRE V :

Etude

Sismique de la structure

V.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

L'effet du séisme sur les structures est important peut provoquer leur endommagement, voire même leur effondrement, les sollicitations sismiques possèdent les caractères spécifiques suivants :

- ✓ Caractère Horizontales (suivant x et y) : la base d'une structure est soumise à de brusques accélérations dans toutes les directions.
- ✓ Caractère Cylindrique (Torsion suivant z): Contrairement aux charges habituelles, les sollicitations sismiques agissent de manière alternée, dans un mouvement brutal de va-et-vient qui se répète plusieurs fois.
- ✓ Caractère dynamique: Les mouvements de la base étant rapides et saccadés, les étages n'arrivent pas à les suivre instantanément. En raison de leur masse, les étages suivent les mouvements avec un temps de retard

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, les ingénieurs en génie civil penchent pour les constructions dite antisismique afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines.

Dans ce qui suit, on va effectuer l'étude sismique de l'ouvrage en suivant une méthode de calcul bien définie dans le RPA afin de confirmer nos suggestions sur le pré-dimensionnement des éléments (Chapitre II).

V.2. Méthodes de calcul :

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. **Méthode d'analyse modale spectrale** : Méthode utilisée dans tous les cas à l'inverse de la MSE, elle est appliquée via un logiciel de conception (*ETABS, Sap2000....*)
2. **Méthode d'analyse dynamique par accélogramme** : Utilisée par un personnel qualifié, elle donne l'accélération du sol par rapport au temps, et indique les ondes exercée

3. **Méthode statique équivalente** : Consiste à transformer les forces sismiques réelles à un système de force statique fictif.

V.3. Modélisation de la structure étudiée :

Pour notre projet on a préféré de travailler avec logiciel *ETABS 9.7.4* a cause de la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.) Dans les éléments structuraux ; en plus, nous avons estimé que l'étude des méthodes appliquées par *ETABS* nous permettra d'acquérir plus de connaissances qui vont compléter notre formation à l'université, afin de voir l'applicabilité de nos DTR en utilisant ce programme.

V.3.1. Description du logiciel *ETABS* :

ETABS est l'abréviation de « Extended Three Dimentional Analysis of Building Systems », c'est un programme qui a reçu une grande réputation dans le monde et en Algérie. Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil de la catégorie bâtiments ; ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau que l'utilisateur choisi grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

V.3.2. Démarche de modélisation sur le logiciel *ETABS* :

1- **Unités** : *ETABS* travaille avec quatre paramètres de base : la force, la longueur, la température et le temps. On a opté : kilo newton, Mètre, Celsius, secondes respectivement.



Figure V.1 : Systèmes d'unités.

2- L'option **New Model** de définition d'un nouveau modèle :

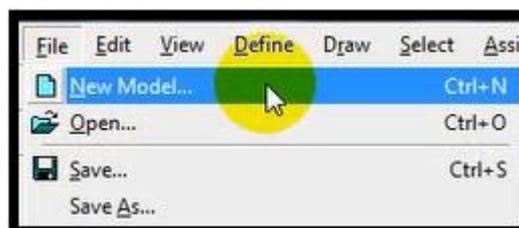
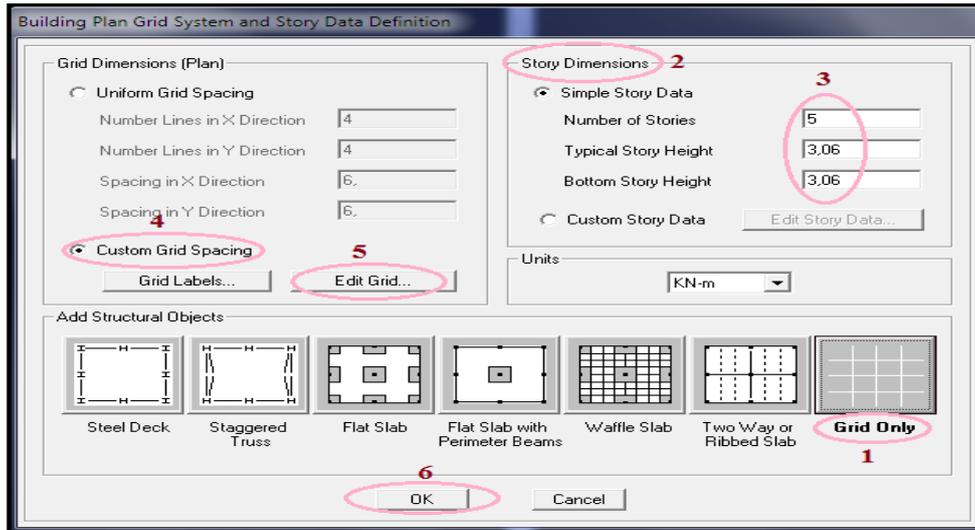


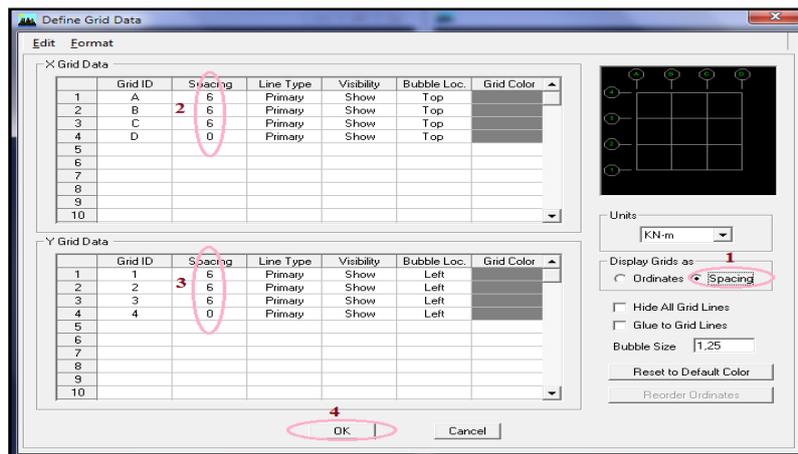
Figure V.2 : Définition d'un nouveau modèle.

3-Définition de la grille horizontale (Custom grid spacing puis Story dimensions) et spécification du nombre et de la hauteur des étages.



FigureV.3 : Définition de dimensions pour la grille horizontale et nombre et la hauteur des étages.

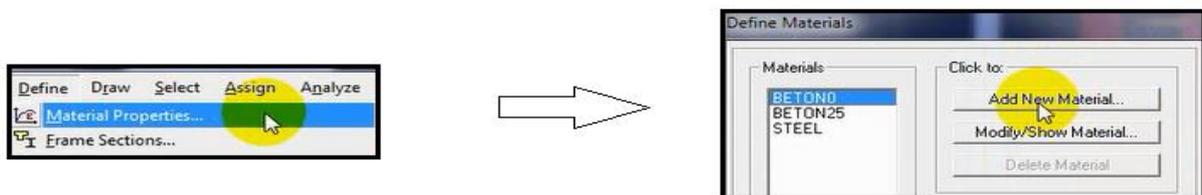
4-Modification des grilles prédéfinis :



FigureV.4 : Modification de la grille.

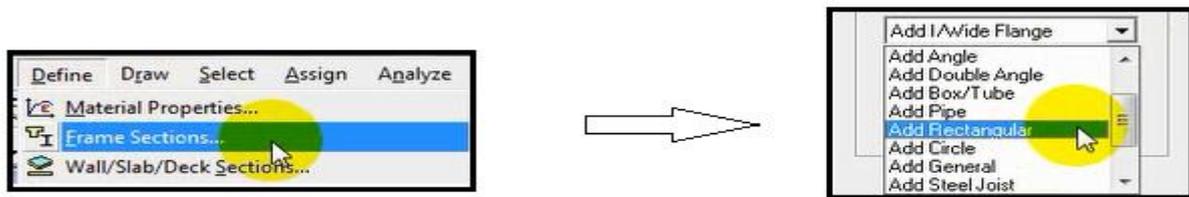
5-Définition des paramètres du modèle Define :

a-Définir les matériaux :



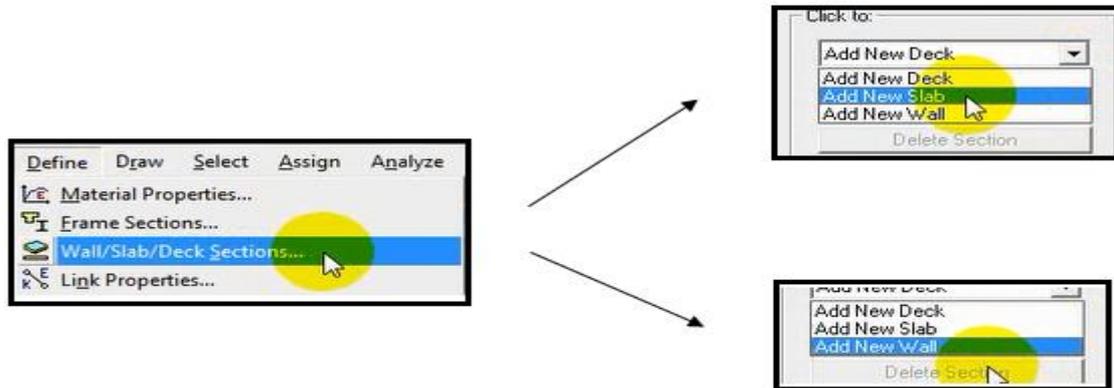
FigureV.5 : Définitions des matériaux.

b-Définir les sections (Poteaux, poutre...) :



FigureV.6 : Définitions des sections Frame.

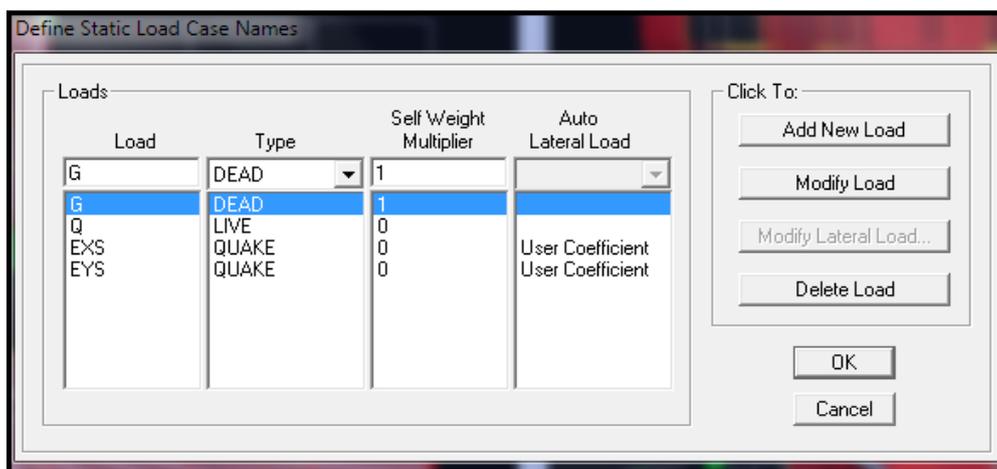
c-Définir la section du plancher et voile :



FigureV.7 : Définition du plancher, voile.

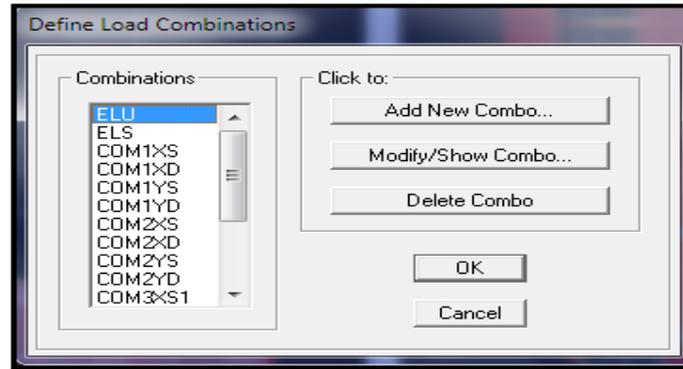
6-définition des charges et des combinaisons d'actions :

Dans cette étape on donne un nom pour chaque type de charge et sa désignation grâce à L'option « **Static Load Cases** »



FigureV.8 : Définition des cas de types charges statiques.

On passe en suite à la définition des différentes combinaisons proposées par le règlement en vigueur avec l'option «**Load Combinations** »



FigureV.9 : Saisie graphique des combinaisons.

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

$$ELU : 1,35G+1,5Q$$

$$ELS : G + Q$$

$$\left\{ \begin{array}{l} COM1XS: G + Q + 1.2 \times Exs \quad COM1YS: G + Q + 1.2 \times Eys \\ COM1XD: G + Q + 1.2 \times Exd \quad COM1YD: G + Q + 1.2 \times Eyd \end{array} \right.$$

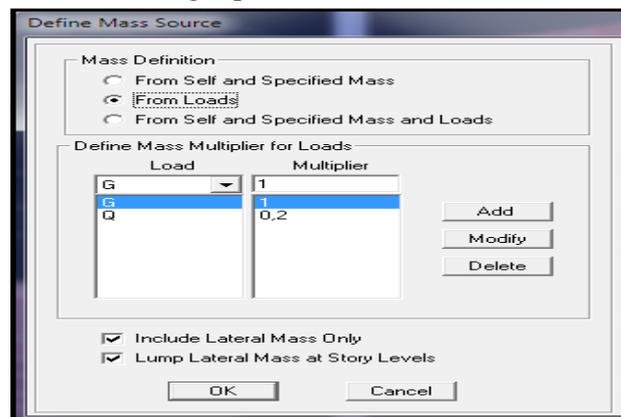
$$\left\{ \begin{array}{l} COM2XS: G + Q + Exs \quad COM2YS: G + Q + Eys \\ COM2XD: G + Q + Exd \quad COM2YD: G + Q + Eyd \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} COM3XS: 0.8 \times G \pm Exs \quad COM3YS: 0.8 \times G \pm Eys \\ COM3XD: 0.8 \times G \pm Exd \quad COM3YD: 0.8 \times G \pm Eyd \end{array} \right.$$

Avec: *Exs, Eys*: action statique ; *Exd, Eyd*: action du séisme (dynamique).

7-concentration des masses :

Ce spécifie une combinaison de charge qui définit la masse de la structure «**Mass source**».



FigureV.10 : Définition de la source de masse.

8-Pour considérer l’hypothèse des planchers rigides dans leurs plans, il faut définir un **diaphragme** regroupant tous les nœuds d’un même plancher et ceci pour tous les niveaux.

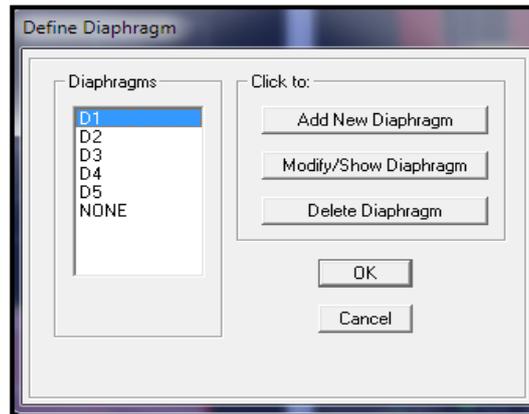


Figure V.11 : Définitions des diaphragmes.

9-MENU « **Assign** » pour les conditions aux limites :

Après la modélisation d'ossature (poteau poutre) et pour éviter d'avoir un mécanisme, il faut définir un système d'appuis de la structure de façon à ce que la structure ne peut se déplacer sans se déformer.

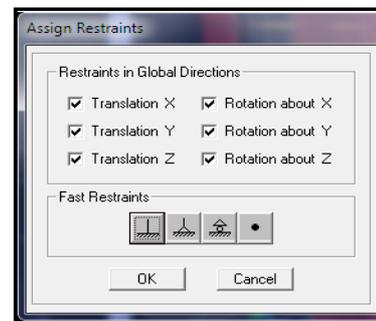


Figure V.12 : Différents types de supports.

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons des charges, on passe à check model pour vérifier notre structure puis lancée l'analyse. La méthode choisie étant celle de l'analyse modale spectrale, on aura besoin de définir au préalable la méthode ainsi que déterminer les paramètres du spectre de réponse.

V.4. Détermination du paramètre du spectre de réponse :

Comme expliqué dans le RPA99v2003, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Pour déterminer le spectre de réponse, on doit calculer plusieurs paramètres qui sont :

➤ **Coefficient d'accélération du sol «A» :**

Coefficient qui dépend de la zone sismique du site et le groupe d'usage de l'ouvrage illustrée dans un tableau (RPA99v2003. Tableau4.1)

Zone Groupe	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Tableau V.1 : Coefficient d'accélération de zone A.

{ Implantation a Ain T'érouchent : Zone **II_b**
 { Ouvrage de type courant d'importance moyenne : **Groupe d'usage 2**

Donc: **A = 0,15**

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyen «D» :**

Dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η de la période fondamentale de la structure T :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{Si } T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

❖ **Calcul de la période T_x et T_y :**

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, la catégorie du site est «Sol meuble» Notée «S3», Et en se référant au tableau 4.7 du RPA99v2003, la période caractéristique associée à la catégorie de site est :

$$T_1 = 0,15 \text{ s}, T_2 = 0,50 \text{ s}$$

❖ **Calcul de la période fondamentale T :**

De la formule empirique (4.6) du RPA99v2003 :

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur de la base du niveau jusqu'au dernier niveau: $h_N = 15,30 \text{ m}$

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, du tableau (4.6) Notre cas étant contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé et des murs en maçonnerie,

donc : $C_T = 0,050$

Alors : $T = 0,050 \cdot (15,3)^{\frac{3}{4}}$

$$T = 0,39 \text{ s}$$

❖ **Calcul du facteur de correction d'amortissement η :**

D'après la formule 4.3 du RPA : $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique qui dépend de plusieurs paramètres, tirée du tableau 4.2 du RPA99v2003 :

Le cas échéant est : voile ou murs \longrightarrow béton arme /maçonnerie

Alors : $\xi = 10$

Donc : $\eta = \sqrt{7/(2 + 10)} = 0.76 > 0,7$

Puisque : $0 < T < T_2$

Alors : $D = 2,5\eta = 2,5*0,76$

$D = 1,9$

➤ **Coefficient de comportement globale de la structure «R» :**

Coefficient indiquant le type de contreventement adopté dans les deux directions d'une structure, sa valeur est donnée dans le tableau (4.3) du RPA99v2003 :

Nous avons des portiques contreventées par des voiles en béton armé :

Donc : **$R = 4$**

➤ **Facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est 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

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \quad [3]$$

Les Critères	La pénalité Pq			
	Suivant x		Suivant y	
	Observé	Non observé	Observé	Non observé
Condition minimales	/	0,05	/	0,05
Redondance en plan	/	0,05	/	0,05
Régularité en plan	0	/	0	/
Régularité en élévation	0	/	0	/
Contrôle de qualité de l'exécution	/	0,05	/	0,05
Contrôle de qualité des matériaux	/	0,1	/	0,1

Tableau V.2 : Valeurs des pénalités Pq.

Donc : $Q = Q_x = Q_y = 1 + (0,25)$

Q=1,25

Les différents paramètres du spectre de réponse sont assemblés dans le tableau suivant :

Coefficients	Site	A	R	D	Q	η	ξ	T ₁	T ₂	T
Valeurs	S3	0,15	4	1,9	1,25	0,76	10	0,15	0,50	0,39

Tableau V.3 : Résumé des paramètres du spectre de réponse.

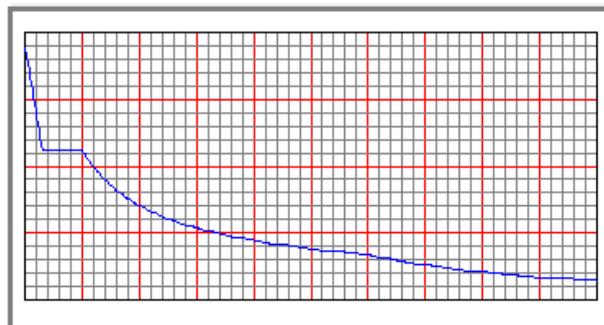
D'après le RPA99v2003 (4.3.3), l'action sismique est :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & \text{Si } T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

S_a / g : Accélération spectrale.

g : Accélération de la pesanteur = 9,81m /s²

En fonction du calcul du mode spectrale et en remplaçant les paramètres du spectre, on dessine le graphe par rapport à la période fondamentale T :



FigureV.13 : Diagramme du spectre de réponse. (Programme du RPA)

V.5. Nombre de modes à considérer :

Selon l'RPA 99 /V 2003(Art 4.3.4) :

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

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

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

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $k \geq 3 \cdot \sqrt{N}$ et $T_k \leq 0.2$ sec

Avec : N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol et

T_k : la période du mode K.

V.6. Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période prise en compte dans les vérifications face au séisme est :

$$T_s = \min \left(T = C_T \cdot h_N^{3/4}, T_{x,y} = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_{x,y}}} \right)$$

Avec : $D_{x,y}$: Dimension du bâtiment dans la direction considéré (x et y)

$D_x = 21,4$ m

$D_y = 18,2$ m

Donc : $T_s = \min (T = 0,39, T_x = 0,30, T_y = 0,32)$

$$T_s = 0,30 \text{ s}$$

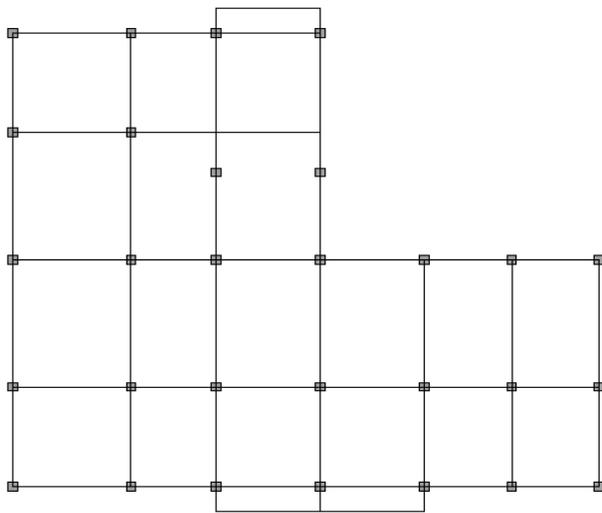
D'après le RPA99 v2003, la valeur de T calculés ne doit pas dépasser 30% de celle estimé à partir des formules empiriques c'est à dire : La période fondamentale de la structure T doit être supérieure face à la période dynamique T_D :

$$1,3 T_s > T_D$$

Avec: T: La période fondamentale de la structure

T_D : la période dynamique

Donc On lance une analyse et on compare les résultats :



$$T_D = 0,77 \text{ s}$$

$$T_S = 1,3 * 0,3 = 0,39 \text{ s}$$

$$T_D = 0,77 > T_S = 0,39$$

Figure V.14 : Disposition des poteaux.

La solution adéquate pour satisfaire ces conditions est de mise en place des voiles.

V.6.1. Les dispositions des voiles :

La disposition des voiles doit être étudiée de la meilleure façon possible (optimisation). Pour cela, des recommandations sont proposées par les experts à savoir :

- La disposition des voiles doit être symétrique de façon à minimiser les excentricités qui peuvent engendrer des torsions comme modes fondamentaux.
- Le côté économique et architecturale des bâtiments doit être sauvegarder.
- La disposition des voiles doit être continue sur toute la hauteur du bâtiment.

Les différentes variantes sont les suivants :

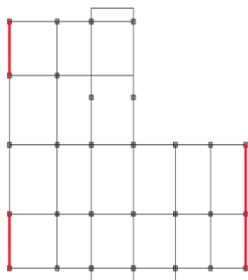


Figure V.15 : Disposition 1.

$$T = 0,76 \text{ s}$$

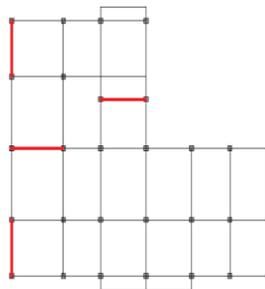


Figure V.16 : Disposition 2

$$T = 0,39 \text{ s}$$

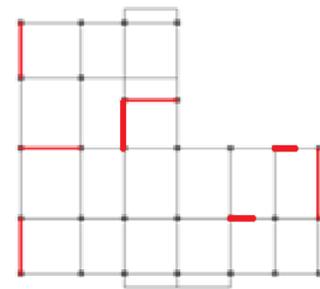


Figure V.17 : Disposition 3

$$T = 0,35 \text{ s}$$

Translation suivant x : CV	Translation suivant x : CNV	Translation suivant x : CV
Translation suivant y : CNV	Translation suivant y : CNV	Translation suivant y : CV
Rotation autour z : CNV	Rotation autour z : CV	Rotation autour z : CV

V.6.2. Justification vis-à-vis l'estimation de la période fondamentale :

$$1,3 T_s > T_D$$

Après plusieurs analyses on opte pour :

$$\text{Disposition 3} \longrightarrow 1,3 (0,30) = 0,39 \text{ s} > 0,35 \text{ s} \quad \text{C.V}$$

V.6.3. Nombre des modes considérées :

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{5} \quad \text{Alors : } k \geq 7 \longrightarrow \text{On prend 9 modes :}$$

Mode	Facteur de participation massique		
	Période (s)	SumUX (%)	SumUY (%)
1	0,34852	62,7003	1,8962
2	0,268319	64,7949	70,9781
3	0,227083	71,5319	71,1109
4	0,081943	90,0879	71,3366
5	0,062739	90,1928	91,6345
6	0,053197	91,55	92,0988
7	0,03766	97,007	92,1438
8	0,029635	97,0071	97,5072
9	0,02515	97,7074	97,7375

Tableau V.4 : Période et facteur de participation massique.

V.7. Résultante des forces sismiques de calcul :

V.7.1. Justification vis-à-vis la force sismique :

La résultante des forces sismiques à la base V_D obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_s pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_D < 0,80 V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0,8 V_s/V_D$, D'après le RPA 99 V2003 (article 4.3.6, p46).

Après analyse, on obtient les résultats suivants :

	<i>V statique(KN)</i>		<i>V dynamique(KN)</i>	
	<i>Vx</i>	<i>Vy</i>	<i>Vx</i>	<i>Vy</i>
<i>L'effort tranchant à la base</i>	1453,71	1453,71	1155,22	1249,46

Tableau V.5 : Comparaison entre l'effort statique et dynamique.

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 (1453,71).2 = 2325,94 \\ 1155,22 + 1249,46 = 2404,68 \end{array} \right\} 2404,68 > 2325,94 \quad CV$$

V.7.2. Justification vis-à-vis la sollicitation normale Nd :

Pour limiter le risque de rupture des éléments verticaux (poteau) sous l’action du séisme, la condition suivante doit être vérifiée :

$$v = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec : Nd: Effort normal de calcul

Bc: section brute du poteau

Si la condition n’est pas vérifiée sur un des éléments d’un étage, cela veut dire que l’élément en question ne résiste pas face à l’effort de séisme et doit changer le pré dimensionnement définie précédemment.

La vérification sur poteau se fait par les combinaisons suivantes :

$$G + Q + E$$

$$0,8G \pm E$$

E: statique et dynamique et selon x et y.

Les calculs des conditions sur les poteaux sont traduits dans le tableau :

Exemple du calcul : Pour les poteaux du RDC et 1^{er} étage, la section (35×35) cm

$$v = \frac{787,71 \times 10^{-3}}{0,1225 \times 25} = 0,25 \leq 0,3 \quad CV$$

Niveau du poteau	Nd (KN)	Bc (cm ²)	v < 0,3	Dimension du poteau (cm)
RDC, 1 ^{er} étage	787,71	1225	0,25	35×35
Du 2 ^{ème} au 4 ^{ème}	462,02	900	0,20	30×30

Tableau V.6 : Vérification des poteaux sous sollicitation normales.

V.7.3. Vérification des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l’étage.

Sens x-x' :

Niveau	δe	$\delta_k = R\delta e$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	0,01he (m)	vérification
4 ^{eme}	0,00426	0,017	0,004	0,0306	OUI
3 ^{eme}	0,00324	0,013	0,005	0,0306	OUI
2 ^{eme}	0,00212	0,008	0,004	0,0306	OUI
1 ^{er}	0,00112	0,004	0,002	0,0306	OUI
RDC	0,00041	0,002	0,002	0,0306	OUI

Tableau V.7 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens x.

Sens y-y' :

Niveau	δe	$\delta_k = R\delta e$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	0,01he (m)	vérification
4 ^{eme}	0,00282	0,011	0,003	0,0306	OUI
3 ^{eme}	0,00209	0,008	0,003	0,0306	OUI
2 ^{eme}	0,00136	0,005	0,002	0,0306	OUI
1 ^{er}	0,00073	0,003	0,002	0,0306	OUI
RDC	0,00022	0,001	0,001	0,0306	OUI

Tableau V.8 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens y.

V.7.4. Vérification de l'effet P- Δ :

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

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

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

$\theta_k \leq 0,1 \implies$ Effet P- Δ peut être négligé

$0,1 < \theta_k \leq 0,2 \implies$ amplifiant les effets de $1 / (1 - \theta_k)$.

$\theta_k > 0,2 \implies$ structure instable et doit être redimensionnée.

Sens x-x' :

Niveau	P _k (KN)	Δ _k (m)	V _k (KN)	h _k (m)	θ _k	θ _k ≤ 0,1
4 ^{eme}	3048,003	0,004	487,392	3,06	0,00817478	CV
3 ^{eme}	2760,396	0,005	753,803	3,06	0,00598359	CV
2 ^{eme}	2782,979	0,004	944,391	3,06	0,00385209	CV
1 ^{er}	2811,567	0,002	1087,042	3,06	0,00169048	CV
RDC	2846,945	0,002	1174,488	3,06	0,00158431	CV

Tableau V.9 : Vérification de l'effet P-Δ (x-x').

Sens y-y' :

Niveau	P _k (KN)	Δ _k (m)	V _k (KN)	h _k (m)	θ _k	θ _k ≤ 0,1
4 ^{eme}	3048,0033	0,003	527,136	3,06	0,00566882	CV
3 ^{eme}	2760,39666	0,003	810,200	3,06	0,00334025	CV
2 ^{eme}	2782,97928	0,002	1011,047	3,06	0,00179907	CV
1 ^{er}	2811,56758	0,002	1167,427	3,06	0,00157408	CV
RDC	2846,94539	0,001	1267,296	3,06	0,00073414	CV

Tableau V.9 : Vérification de l'effet P-Δ (y-y').

V.7.5. Vérification au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol – fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. Méthode de calcul :

$$\sum W_k b_i \geq \sum F_k h_k$$

Avec :

❖ W_k : Le poids calculé à chaque niveau (k) $W_k = W_{kg} + 0,2W_{kq}$.

W_{kg} : Poids dû aux charges permanentes.

W_{kq} : Poids dû aux charges d'exploitation.

❖ b_i : Centre de gravité de la structure $b_i = X_G + Im$

❖ F_k : la somme des forces sismiques à chaque étage k.

❖ h_k : La hauteur de l'étage k.

Sens x-x' :

Niveau	F _k (KN)	h _k (m)	F _k .h _k	W _k (KN)	b _i (m)	W _k . b _i
4 ^{eme}	487,392	3,06	1491,42	310,70	10,15	3153,64
3 ^{eme}	753,803	3,06	2306,64	281,39	10,15	2856,07
2 ^{eme}	944,391	3,06	2889,84	283,69	10,15	2879,43
1 ^{er}	1087,042	3,06	3326,35	286,60	10,15	2909,01
RDC	1174,488	3,06	3593,93	290,21	10,15	2945,62

❖ **Tableau V.10** : Vérification au renversement (x-x').

$$\sum W_k b_i = 14743,77 \text{ KN.m}$$

$$\sum F_k h_k = 13608,18 \text{ KN.m}$$

$$\sum W_k b_i > \sum F_k h_k \quad \longrightarrow \quad CV$$

Sens y-y' :

Niveau	F _k (KN)	h _k (m)	F _k .h _k	W _k (KN)	b _i (m)	W _k . b _i
4 ^{eme}	527,136	3,06	1613,04	310,70	8,72	2709,34
3 ^{eme}	810,200	3,06	2479,21	281,39	8,72	2453,69
2 ^{eme}	1011,047	3,06	3093,80	283,69	8,72	2473,76
1 ^{er}	1167,427	3,06	3572,33	286,60	8,72	2499,17
RDC	1267,296	3,06	3877,93	290,21	8,72	2530,62

❖ **Tableau V.11** : Vérification au renversement (y-y').

$$\sum W_k b_i = 14636,30 \text{ KN.m}$$

$$\sum F_k h_k = 12666,57 \text{ KN.m}$$

$$\sum W_k b_i > \sum F_k h_k \quad \longrightarrow \quad CV$$

V.8. Calculs des joints sismiques :

Dans le cas où on a affaire à deux blocs ou plus, un joint de dilatation doit être mis entre chaque bloc pour éviter leur cohésion dans le cas d'un séisme ou la dilatation du béton due à des températures hautes, la largeur du joint sismique : [3]

$$d_{\min} = 15 \text{ mm} + R (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

Avec : d_{min}: Largeur minimale du joint.

δ₁, δ₂: déplacement horizontal maximal des deux blocs.

R: Facteur de comportement.

La valeur des deux déplacements sera déterminée via l'ETABS :

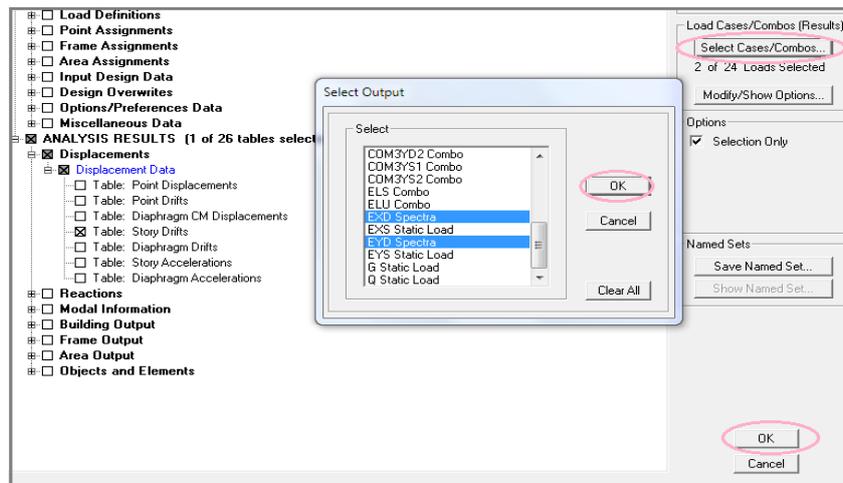


Figure V.18 : Détermination du déplacement horizontal.

On a deux blocs symétrie donc : $\delta_1 = \delta_2 = 0,48 \text{ mm}$

$$d_{\min} = 15 + 4(0,48 \times 2) = 18,84 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \quad \text{CNV}$$

Donc : **$d_{\min} = 4 \text{ cm}$**



Figure V.19 : La structure en 3D par logiciel Etabs 9.7.4

V.9. Conclusion :

Le séisme est à prendre en grande considération dans l'étude d'un édifice, Cela en suivant une méthode de calcul adéquate afin de déterminer les sollicitations engendré par cette catastrophe et de développer des technique de prévention en ayant recours au recouvrement d'une partie du l'ouvrage par des voiles, qui tend à diminuer la période dynamique et en assurant la stabilité de la structure.

CHAPITRE VI :

**Etude des éléments de la
Structure**

VI.1. Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

A l'aide du logiciel génie civil ETABS, On détermine les efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul :

- ✓ $ELU : 1,35G+1,5Q$
- ✓ $ELS : G + Q$
- ✓ $G + Q + 1,2 E$
- ✓ $G+Q+E$
- ✓ $0.8 G \pm E$

Éventuellement, Le ferrailage émis doit être conforme selon les lois et réglementation imposé par l'état (RPA, CBA...).

VI.2. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les poteaux sont armés par des aciers longitudinaux et des cadres transversaux destinés à limiter le flambement. Les cadres transversaux sont espacés régulièrement et resserrés dans les zones de recouvrement avec les aciers en attente. En fonction du type de sollicitation, on distingue ELU les plus défavorables.

VI.2.1. Combinaisons spécifiques de calcul :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- ✓ Selon C.B.A93 :

$$\left\{ \begin{array}{l} ELU : 1,35G+1,5Q \\ ELS : G + Q \end{array} \right.$$

- ✓ Selon R.P.A 99(situation accidentelle) :

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q+E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

Cas1 : $N^{\max} \rightarrow M^{\text{correspondant}}$

Cas2 : $M^{\max} \rightarrow N^{\text{correspondant}}$

VI.2.2. Calcul de ferrailage longitudinal :

D'après le RPA 99

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimale sera de 0.8 % (zone II).
- Leur pourcentage maximal sera de 3% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40φ (zone II)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).

Le ferrailage sera calculé à l'aide de logiciel ETABS et on compare avec le minimum du RPA99 (A_{\min}).

VI.2.3. Exemple de calcul :

- Poteaux sous-sol : Pot35x35 :

Armatures longitudinales

1^{er}Cas : Combinaison fondamentale 1,35 G +1,5 Q

$$N_{\max} = 409,5 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corr}} = 4,92 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'excentricité

$$e_I = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{4,92 \times 100}{409,5} = 1,2 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{12} = \frac{35}{12} = 2,92 \text{ cm}$$

$e_I < \frac{h}{12}$ Compression centrée ce qui implique que la section va être calculée à la compression simple, donc le calcul se fait à l'état limite ultime (E.L.U).

E.L.U :

$$A'_{I} = \frac{N - B \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{409,5 \times 10^3 - (35 \times 35) \times 14,17 \times 100}{348}$$

$$A'_1 > -3811,28 \text{ cm}^2 \rightarrow A'_1 = 0$$

E.L.U:

$$L_f = 0,7h_e = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad \text{avec} \quad i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,35}{\sqrt{12}} = 0,1 \rightarrow \lambda = \frac{2,142}{0,1} = 21,4$$

$$\lambda = 21,4 < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,79 \quad [6]$$

Selon le CBA93 :

$$A'_2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right)$$

Avec: $B_r = (b-2)(h-2) = 1089 \text{ cm}^2$

$$A'_2 \geq \frac{1,15}{400 \times 100} \left(\frac{409,5 \times 10^3}{0,79} - \frac{1089 \times 100 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right)$$

$$A'_2 \geq -115,57 \text{ cm}^2 \rightarrow A'_2 = 0$$

$$A_I = \max(A'_1; A'_2) = 0$$

2^{ème} Cas : Combinaison accidentelle G + Q + 1,2E_x

$$N_{\text{corr}} = 129,63 \text{ KN}$$

$$M_{\text{max}} = 20,63 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'excentricité [7]

$$e_I = \frac{M_{\text{max}}}{N_{\text{corr}}} = \frac{20,63 \times 100}{129,63} = 15,91 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{12} = \frac{35}{12} = 2,92 \text{ cm}$$

$$e_I > \frac{h}{12} \rightarrow \text{L'effort normal est appliqué hors du noyau central}$$

→ La section sera sollicitée à flexion composé

Remarque :

Dans les pièces comprimées, il apparaît un risque de flambement, ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué ⇒ les pièces soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

Dans tous les poteaux de notre structure, l'élançement $\lambda < 35$ (voir pré dimensionnement des poteaux) avec :

$$\lambda = 3,46 \frac{L_f}{h} < 35 \rightarrow \frac{L_f}{h} < 10,11 \quad \text{avec : } \left(\frac{L_f}{h} : \text{Élancement géométrique} \right)$$

→ $\frac{L_f}{h} \leq \max \left[15,2 ; \frac{e_1}{h} \right]$ Dans tous les cas ⇒ le poteau peut être élancé.

Donc, la section peut être justifiée en flexion composée vis-à-vis l'état limite ultime de résistance, à condition de remplacer l'excentricité du 1er ordre e_1 par une excentricité majorée :

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme (E.L.U.S.F)

$$A_2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right)$$

$$A_2 \geq \frac{1,15}{400 \times 100} \left(\frac{129,63 \times 10^3}{0,79} - \frac{1089 \times 100 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right)$$

$$A_2 \geq -125,73 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad A_2 = 0$$

Armatures minimales :

Selon le CBA93 :

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100} ; \frac{8 \cdot (b+h)}{100} \right] \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \times 35 \times 35}{100} ; \frac{8 \cdot (35+35)}{100} \right]$$

$$A_{\min} = \max [2,45 ; 5,6] \quad \rightarrow \quad A_{\min} = 5,6 \text{ cm}^2$$

Selon le R.P.A 99 :

$$A_{\min} = 0,8\% b \cdot h = 9,8 \text{ cm}^2$$

Armatures maximales :

Selon le CBA93 :

$$A_{\max} \leq \frac{5 \cdot b \cdot h}{100} = 61,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Selon le R.P.A99 version 2003 : } \left\{ \begin{array}{l} A_{\max} = 3\% b \cdot h = 36,75 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% b \cdot h = 73,5 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

Ferraillage adopté :

$$A_{\text{adoptif}} = \max (A_1 ; A_2 ; A_{RPA_{\min}}) = 9,8 \text{ cm}^2$$

E.L.S :

$$N_{\max} = 297,13 \text{ KN.m} \quad M_{\text{corr}} = 1,08 \text{ KN.m}$$

$$e_l = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{1,08 \times 100}{297,13} = 0,36 < \frac{h}{12} = 0,36 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Compression centrée,}$$

Donc le calcul à l'E.L.S n'est pas nécessaire.

VI.2.4. Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{\max} = 15,1 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{15,1 \times 10^3}{35 \times 31 \times 100} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2,5$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{condition vérifiée}$$

Les résultats de ferrailage longitudinale sont regroupe dans le tableau suivant :

Poteaux	Section (a .b) cm ²	Amin RPA (cm ²)	section du ETABS (cm ²)	Ferrailage longitudinale	
				Section (cm ²)	choix
RDC et 1 ^{er} étage	35*35	9,8	12,25	12,31	8T14
2 ^{ème} au 4 ^{ème} étage	30*30	7,2	9,00	9,23	6T14

Tableau VI.1 : Récapitulatif du ferrailage des poteaux.

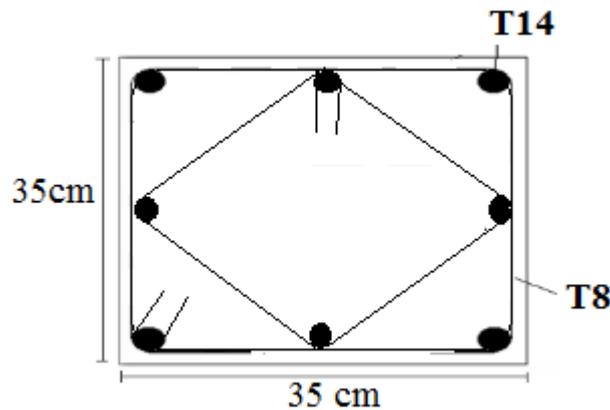


Figure VI.1 : Disposition générale des armatures sur les poteaux(RDC)

VI.2.5. Calcul de ferrailage transversal :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad [3]$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul

h_t: hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile

ρ_a=2.5 si l'élançement géométrique λg ≥ 5.

ρ_a=3.75 si l'élançement géométrique λg < 5.

t: espacement des armatures transversales

Calcul des espacements :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_t \leq \min(10\phi_L, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodale} \\ \delta'_t \leq 15\phi_L \text{ en zone courante.} \end{array} \right.$$

Avec : φ_L: Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

Donc on prend :

$$\delta_t \leq 10 \text{ cm}$$

$$\delta'_t \leq 15 \text{ cm}$$

La longueur des zones nodales :

$$h' = \max(h_e/6 ; b ; h ; 60\text{cm})$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

ρ_a : est en fonction de λ

$$\lambda = 21,4 > 5 \quad \text{donc} \quad \rho_a = 2,5$$

$$T_{max} = 15,1 \text{ KN}$$

$$f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{2,5 \times 15 \times 15,1 \times 10^3}{35 \times 235 \times 100} = 0,68 \text{ cm}^2$$

Donc nous avons affaire avec un 4T8.

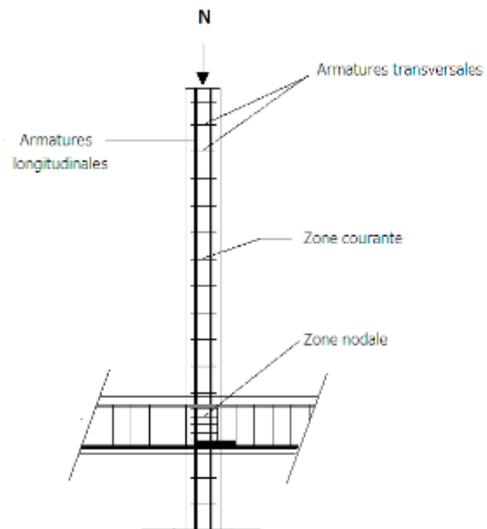


Figure VI.2 : Schéma explicatif du rôle de l'acier transversal.

VI.3. Ferrailage des poutres :

Le calcul des poutres est effectué pour chaque axe en fonction des moments maximums en travée et en appui, les calculs seront réalisés en flexion simple à partir du règlement CBA93

puis, on se rapportera au règlement du R.P.A 99 version 2003 pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

Combinaison fondamentale :

$$ELU : 1,35G+1,5Q$$

Combinaison accidentelle :

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

VI.3.1. Recommandation du RPA99 :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - ✓ 4% en zone courante.
 - ✓ 6% en zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de :

40 ϕ en zone II.

On a deux types de poutres à étudier : Poutres principales : P.P (30×45)cm

Poutres secondaires : P.S (30×35)cm

VI.3.2. Etude des poutres principales P.P (30×45)cm :

Calcul des armatures longitudinales selon le R.P.A 99 version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 0,5\% \cdot 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 4\% \cdot 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante.} \\ A_{\min} = 6\% \cdot 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

Les différentes sollicitations sont obtenues à partir de logiciel **ETABS**

	En appui		En travée		Effort tranchant T _{max} (KN)
	M _{a max} (KN.m)	M _{a s} (KN.m)	M _{t max} (KN.m)	M _{t s} (KN.m)	
Poutres principales P.P (45×30)cm	150,07	109,7	62,31	45,57	142
Poutres secondaires P.S (35×30)cm	48,03	35,00	34,69	25,33	23,09

Tableau VI.2 : Les moments maximums (en travée et en appui) et des efforts tranchants en (KN).

Calcul des armatures longitudinales selon le CBA93

Le calcul ci-dessous est effectué pour la poutre principale du sous-sol.

✓ En travée

❖ E.L.U : M_{t max} = 62,31 KN.m

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{62,31 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot (0,41)^2 \cdot 14,17} = 0,1 < 0,186$$

→ Pivot A

A_u' = 0 (Acier comprimé pas nécessaire).

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1}) = 0,13 \\ \beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4(0,13) = 0,94 \end{array} \right.$$

La section de l'armature tractée est :

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{62,31 \cdot 10^{-3}}{0,94 \times 0,41 \times 348} = 4,64 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 4,64 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{u \min} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d$$

Avec f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 MPa

$$A_{u \min} \geq 0,23 \frac{2,1}{400} 0,30 \cdot 0,41$$

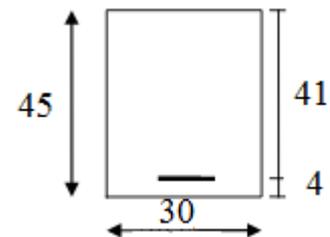
$$A_{u \min} \geq 1,48 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Choix des armatures :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{RPA} ; A_{min})$$

$$A = \max (4,64 ; 6,75 ; 1,48) \quad A = 6T12 = 6,78 \text{ cm}^2$$

❖ E.L.S :



La fissuration est considérée comme peu nuisible, il suffit de Vérifier que

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Fe400} \end{array} \right\} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{62,31}{45,57} = 1,36$$

$$\alpha = 0,13 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

✓ En appui :

❖ E.L.U : $M_{a \max} = 150,07 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{150,07 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot (0,41)^2 \cdot 14,17} = 0,21 < 0,275$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,21}) = 0,29 \\ Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,36 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{150,07 \cdot 10^{-3}}{0,36 \times 348} = 11,9 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 11,9 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{u \min} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d$$

$$A_{u \min} \geq 0,23 \frac{2,1}{400} 0,30 \cdot 0,31$$

$$A_{u \min} \geq 1,12 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Choix des armatures :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{RPA} ; A_{min})$$

$$A = \max (11,9 ; 6,75 ; 1,21) \quad A = 6T16 = 12,06 \text{ cm}^2$$

❖ E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, il suffit de Vérifier que

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Fe400} \end{array} \right\} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{150,07}{109,7} = 1,36$$

$$\alpha = 0,29 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{\max} = 142 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{142 \times 10^3}{30 \times 41 \times 100} = 1,15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2f_{c28}/\gamma_b, 4 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{condition vérifiée}$$

Calcul des armatures transversales

✓ Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{Lmin}, \frac{b}{10}\right) \quad [2]$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}, 1,6, \frac{30}{10}\right) = 1,28 \text{ cm}$$

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

Espacement des armatures transversales

✓ En zone nodale

$$\delta_t \leq \min\left(12\phi_t, \frac{h}{4}\right) \quad [3]$$

$$\delta_t \leq \min\left(12 \times 1,6, \frac{45}{4}\right) = 11,25 \text{ cm}$$

On prend $\delta_t = 10 \text{ cm}$

✓ En zone courante

$$\delta_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \quad [3]$$

On prend $\delta_t = 15 \text{ cm}$.

Section des armatures transversales

$$A_t = 0,003 \cdot \delta_t \cdot b \quad [3]$$

$$A_t = 0,003 \cdot 15 \cdot 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

On prend $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Vérification des espacements

$$\delta_{t1} \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) \quad [2]$$

$$\delta_{t1} \leq \min(36,9, 40 \text{ cm}) = 36,9 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPA}\right)} \quad [2]$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{2,01 \times 235}{30 \times 0,58} = 27,14 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 f^*_{tj} \cdot k)} \quad [2]$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} k=1 \text{ pour la flexion simple} \\ \alpha = 90^\circ \\ f^*_{tj} = \min(f_{tj}; 3,3) \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\delta_{t3} \leq 42,9 \text{ cm}$$

$$\delta_{t4} \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 27,14 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{tRPA}; \delta_{t4})$$

$$\delta_t = 15 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

Recouvrement des barres longitudinales

Pour une barre en acier à haute adhérence Fe400, nous pouvons prendre

$$L_r = 40\phi$$

$$L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

Ancrage des armatures tendues

Valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures en barres :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{tj}$$

$\Psi_s = 1,5$ barres à H.A courantes.

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 3,33} = 48,05 \text{ cm}$$

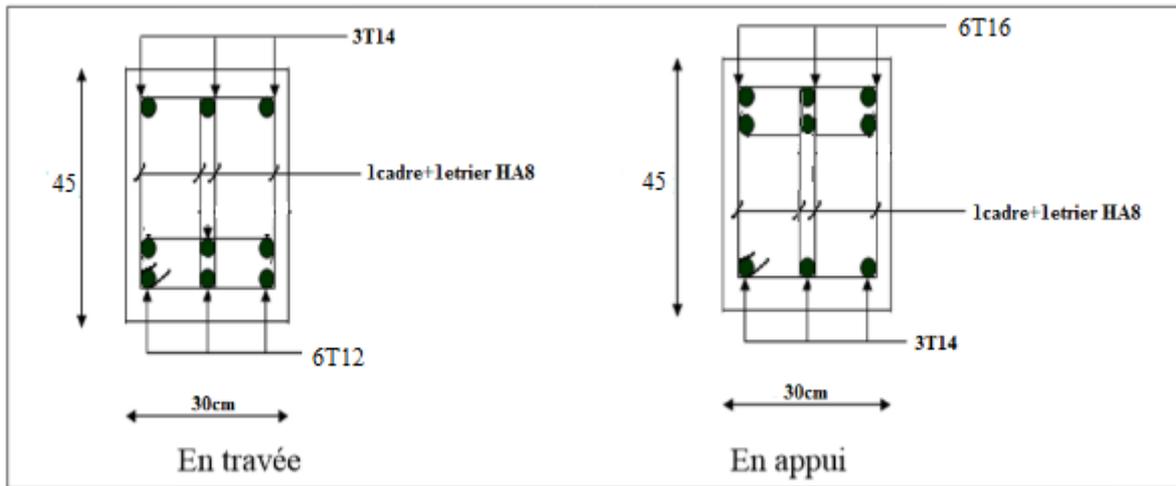


Figure VI.3 : Ferrailage des poutres principales (45x30) pour tous les niveaux.

Type		A_{cal} (cm ²)	$A_{choisie}$ (cm ²)	$A_{adobter}$ (cm ²)	ϕ_t (cm)	δ_t (cm) zone courante	δ_t (cm) zone nodale
Poutres principales	Travée	4,64	6T12	6,78	0,8	15	10
	Appui	11,9	6T16	12,06	0,8	15	10

Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales.

VI.3.3. Etude des poutres secondaires P.S(30x35)cm :

Le calcul des poutres secondaires est similaire à celui des poutres principales. Pour cela, nous avons regroupé les calculs effectués dans cette partie dans le tableau ci-dessous qui donner les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales pour chaque niveau d'étage :

Type		A_{cal} (cm ²)	$A_{choisie}$ (cm ²)	$A_{adobter}$ (cm ²)	ϕ_t (cm)	δ_t (cm) zone courante	δ_t (cm) zone nodale
Poutres principales	Travée	2,54	3T12	3,39	0,8	15	8,75
	Appui	4,6	3T14	4,62	0,8	15	8,75

Tableau VI.4 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires.

VI.4. Etude des voiles :

VI.4.1. Introduction :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- ✓ Structures auto stables.
- ✓ Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

VI.4.2. sollicitation des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

VI.4.3. Combinaison :

- ✓ $ELU : 1,35G+1,5Q$
- ✓ $ELS : G + Q$
- ✓ $G+Q+E$
- ✓ $0.8 G \pm E$

VI.4.4 Principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A99 (version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- ✓ Armatures verticales
- ✓ Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- ✓ Armatures transversales

VI.4.5. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\bar{\sigma}_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \sigma = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

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 3 cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) \gg 0 \rightarrow$ 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 : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) \ll 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue «pas de zone comprimée».

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = F_t / f_e$$

on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

- ❖ Si $A_v < A_{\min} = 0,15\%.a.L$. On ferraille avec la section minimale.
- ❖ Si $A_v > A_{\min}$ On ferraille avec A_v

3^{ème} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) = 0 \rightarrow$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes la zone tendue.

❖ **Armatures verticales :**

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A99 (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'extérieure.

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 inférieure 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 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VI.4.6. Ferrailage des voiles :

Les différentes sollicitations sont obtenues à partir de logiciel ETABS :

	M ₁₁ (KN.m)	M ₂₂ (KN.m)	F ₁₁ (KN)	F ₂₂ (KN)	V ₁₃ (KN)	V ₂₃ (KN)
ELU	3,3	16,6	109,17	545,85	11,49	19,62
ELS	2,4	12,00	79,57	397,83	9,31	12,92

Tableau VI.5 : Les résultats des efforts normaux ; tranchants et moments fléchissant des voiles.

F₁₁;F₂₂ : Effort normale.

V₁₃, V₂₃ : Effort tranchant.

M₁₁;M₂₂ : Moment fléchissant.

- Exemple de calcul :

On a pris le voile au niveau du RDC : voile rectangulaire avec deux poteaux aux extrémités (35×35) cm², avec les caractéristiques suivants :

Longueur : 5,45 m

Épaisseur : 0.15 m

Section : A= (5,45-0.35)*0.15=0,77 m²

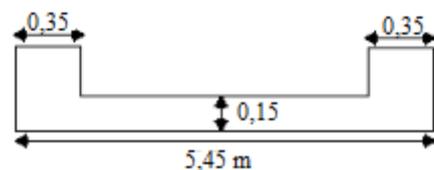


Figure VI.4 : Section du Voile étudié

$$\text{Moment d'inertie } I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,15 \times 510^3}{12} = 2,21 \text{ m}^4$$

V : La distance entre le C.D.G du voile et la fibre la plus éloignée :

$$V = \frac{b}{2} = \frac{5,1}{2} = 2,55 \text{ m}$$

Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{109,17 \times 10^{-3}}{0,77} + \frac{16,6 \times 2,55 \times 10^{-3}}{2,21} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = \frac{109,17 \times 10^{-3}}{0,77} - \frac{16,6 \times 2,55 \times 10^{-3}}{2,21} = 0,12 \text{ MPa}$$

Alors : 0,16 MPa > 0,12 MPa

On a : σ_1 et $\sigma_2 > 0$ la section du voile est entièrement comprimée «pas de zone tendue».

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

➤ **Calcul des armatures :**

• **Armatures verticales :**

Selon le RPA99 version 2003 :

$$A_{\min} = 0.15\% \times a \times l$$

On calcule le ferrailage par 1ml :

$$A_{\min} = 0.0015 \times 15 \times 100$$

$$A_{\min} = 2,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Le diamètre des armatures :**

$$D < \frac{1}{10} a$$

$$\text{Donc : } D < \frac{1}{10} 150 \quad \implies \quad D < 15 \quad \text{Alors : } D = 12 \text{ mm}$$

• **L'espacement :**

Selon le CBA 93 :

$$S_t \leq \text{Min} (2a; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \text{Min} (30\text{cm}; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a :

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

$$S_t \leq \text{Min} (22, 5 \text{ cm}; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 22,5 \text{ cm}$$

Dons: $S_t \leq \text{Min} (S_{t \text{ CBA}}; S_{t \text{ RPA}})$

On adopte un espacement de 15cm.

Le choix de la section des armatures verticales est : $A_{st} = 5.93 \text{ cm}^2$ 7T12/ml avec $S_p = 15 \text{ cm}$

- **Armatures horizontales :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit : 7T12 ml avec un espacement de 15cm.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

La condition doit être vérifiée :

$$\tau = \frac{\bar{T}}{a.l} < 0,05 f_{c28}$$

Avec :

\bar{T} : L'effort tranchant de calcul majoré de 40%

$\bar{T} = 1,4 \cdot T$

a : épaisseur du voile

L : longueur du voile

Donc : $\tau = \frac{1,4 \times 19,62 \times 10^{-3}}{0,15 \times 5,1} = 0,04 \text{ MPa}$

$0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$0,04 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

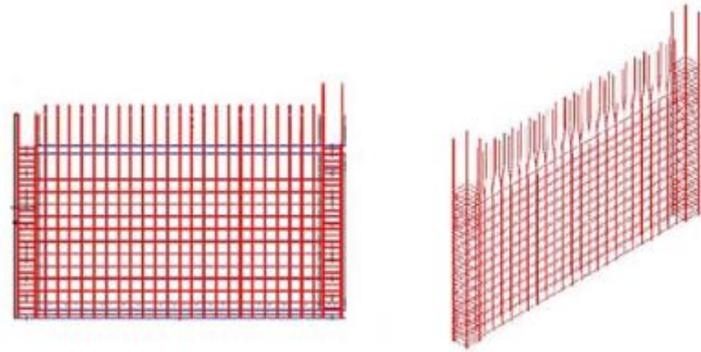


Figure VI.5 : Ferrailage du Voile

VI.5. Conclusion :

Après plusieurs calculs et vérifications, Nous avons pu déterminer au final les sections du ferrailage des éléments de la structure étant affecté par plusieurs sollicitations diverses.

L'étude de la superstructure étant finalisé par le chapitre de ferrailages des éléments de la structure, nous pouvons enfin débiter avec l'infrastructure et les éléments le composant.

CHAPITRE VII :
Etude De
L'INFRASTRUCTURE

VII.1. ETUDE DE FONDATION :

VII.1.1. Introduction :

La fondation d'un ouvrage donnée est l'élément qui joue le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol, assurant la bonne transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges climatiques et d'utilisation) de cet ouvrage sur le sol. Le type de fondation sera établi en faisant une étude du sol pour la garantie d'une construction solide, Suivant la capacité portante du sol : Soit le sol en place a des qualités suffisantes pour qu'on puisse y fonder l'ouvrage, soit ses qualités sont médiocres et il faut alors le renforcer ou envisager d'autres solutions.

Lors du choix du site à bâtir, les ingénieurs ont souvent recours à la construction sur des terrains possédant des caractéristiques géotechniques médiocres. Pour y remédier, ils ont développé des nouvelles techniques d'amélioration des sols en place :

- ✓ Compactage dynamique du sol
- ✓ Enlèvement des mauvais sols par excavation
- ✓ Consolidation par drainage de l'eau contenue dans le sol
- ✓ L'ajout d'un liant (par exemple de la Chaux ou du ciment)

Le cas le plus souhaité est d'avoir un sol rocheux ; n'ayant pas besoin de fondations profondes, c'est un sol bien solide avec un risque de tassement différentiel assez faible par rapport aux autres sols, ainsi l'entreprise chargée de la construction aura un gain de temps et d'argent Les critères influant le choix d'une fondation sont donc :

- ✓ La qualité du sol.
- ✓ Les charges amenées par la construction
- ✓ Le coût d'exécution.

VII.1.2. Choix du type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 1,8 bar, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- ❖ Semelle isolée.
- ❖ semelle filante sous voile

VII.1.3. Etapes de calcul de la semelle isolée :

Détermination des dimensions de semelle :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \frac{N_{ser}}{A^2} \leq \sigma_{adm}$$

Condition de stabilité «non soulèvement» :

$$e_0 \leq \frac{A}{6} \quad [1]$$

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \quad [3]$$

Condition de rigidité

$$d \geq \max \left\{ \frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4} \right\}$$

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

Condition de poinçonnement

$$c \geq 1,44 \sqrt{\frac{N}{\sigma_{bc}}}$$

Ferrailage :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{A \cdot B} \left(1 + \frac{6e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{A \cdot B} \left(1 - \frac{6e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_1 + 3\sigma_2}{4}$$

$$N_{Total} = N_{ser} + P_{semelle} = 519,19 \text{ KN}$$

$$A_x = \frac{N_{total} \times (A-a)}{8 \times h \times \sigma_s} \quad \text{Et} \quad A_y = \frac{N_{total} \times (B-b)}{8 \times h \times \sigma_s}$$

Calcul de la hauteur libre h'

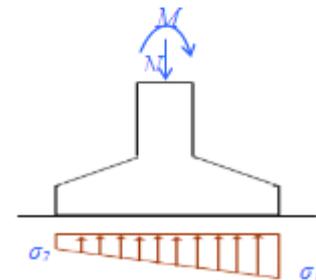
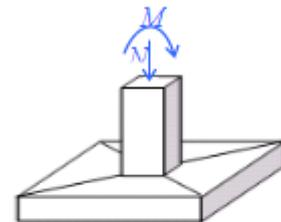
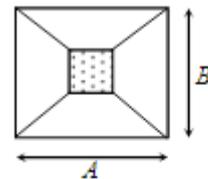
$$h' = 6\phi + 6 \text{ cm}$$

- Exemple de calcul

Soit une semelle isolée sous poteau

ELU: $N_u = 671,55 \text{ KN}$

$M_u = 5,87 \text{ KN.m}$



ELS: $N_{ser}=488,5\text{KN}$

$M_{ser}=4,27\text{KN.m}$

$\sigma_{sol}=1,8\text{ bar}$

Détermination des dimensions de semelle

Considérons une semelle rectangulaire $A \times B$ située sous un poteau carrée :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \longrightarrow \frac{A}{B} = 1 \longrightarrow A = B$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{4,27}{488,5} = 0,008\text{ m}$$

$$\frac{N_{ser}}{A^2} \leq \sigma_{adm}$$

$$A^2 \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{adm}} \longrightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{adm}}}$$

Donc On adopte : $A=B=1,9\text{m}$

Condition de stabilité «non soulèvement» :

Selon BAEL91 on a que :

$$e_0 \leq \frac{1,9}{6} \longrightarrow 0,008 \leq 0,32 \quad \text{CV}$$

Selon RPA 99 on a que :

$$e = \frac{M}{N} = 0,129 \leq \frac{1,9}{4} = 0,5 \quad \text{CV}$$

Condition de rigidité

$$d \geq \max\left\{\frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4}\right\}$$

$$d \geq \max(40,40)$$

On prend : $d=40\text{cm}$

$$h = d+5\text{ cm}$$

$$h = 40+5 = 45\text{ cm}$$

Ferrailage :

$$\sigma_1 = \frac{N_{ser}}{A.B} \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) = 138,74\text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{ser}}{A.B} \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) = 131,90\text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_1 + 3\sigma_2}{4} = 133,61 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 133,61 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 180 \text{ KN/m}^2$$

$$h_{moy} = \frac{h+e}{2} \text{ avec : } e = \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

$$h_{moy} = 33,75 \text{ cm}$$

$$P_{semelle} = 25 \times 1,9 \times 1,9 \times 0,34 = 30,69 \text{ KN}$$

$$N_{Total} = N_{ser} + P_{semelle} = 519,19 \text{ KN}$$

$$A_x = A_y = \frac{N_{total} \times (A-a)}{8 \times h \times \sigma_s} = \frac{519,19 \times (1,9 - 0,35)}{8 \times 0,45 \times 1,8} = 12,4 \text{ cm}^2$$

On adopte : 12T12=13.56cm²

Calcul de la hauteur libre h'

$$h' > 6\phi + 6 \text{ cm} = 13,2 \text{ cm}$$

Donc : h'=15cm

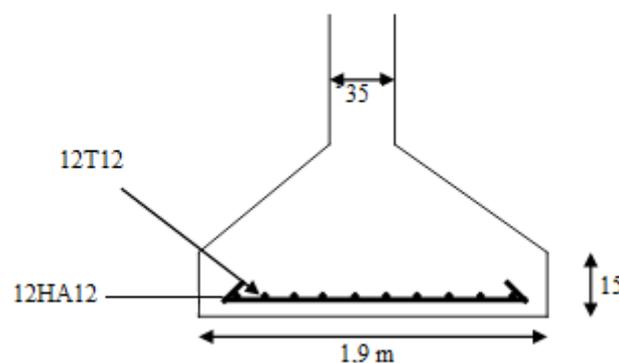
Calcul l'espacement de cadres

$$S_t \leq \min (20\text{cm}, 15\phi) = \min (20\text{cm}, 18\text{cm})$$

Donc on prend : S_t=15cm

Semelle	N (KN)	M _{max} (KN)	A (m)	B (m)	H (m)	Choix
S1 (d'angle)	297,83	4,27	1,33	1,33	0,3	8T12
S2 (de rive)	415,67	6,33	1,69	1,69	0,4	10T12
S3 (centrale)	519,19	5,87	1,9	1,9	0,45	12T12

Tableau VII.1 : Tableau de ferrailage des semelles.



FigureVII.1 : Disposition des armatures d'une semelle isolée

VII.1.4. Semelle filantes sous voile

- Exemple de calcul

Dimensionnement

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,24}{381,5} = 0,0033 \text{ m}$$

En prenant pour débiter : $B=2,5\text{m}$

$$B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}}$$

$$B \geq \left(1 + \frac{3 \times 0,0033}{2,5}\right) \frac{381,5 \times 10^{-3}}{0,18} = 2,12$$

Prenons : $B=2,12\text{m}$

$$d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{2,12-0,35}{4} = 0,44$$

On choisit une hauteur total $h=55 \text{ cm}$

Poids propre : $0,55 \times 2,12 \times 25 = 29,15 \text{ KN/m}^2$

$$N_{ser} = 381,5 + 29,15 = 410,65 \text{ KN/m}^2$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,24}{410,65} = 0,003 \text{ m}$$

$$B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}}$$

$$B \geq \left(1 + \frac{3 \times 0,003}{2,12}\right) \frac{410,65 \times 10^{-3}}{0,18} = 2,29$$

Prenons : $B=2,5\text{m}$

Ferraillage principale

$$N_u = 579,87 \text{ KN}$$

$$M_u = 16,83 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0,029 \text{ m} < \frac{B}{24} = 0,10 \quad \text{CV}$$

Donc :

$$A_s = \frac{N_u \times (1+e_0)(B-b)}{8 \times h \times \sigma_s} = \frac{579,87 \times 10^{-3} \times (1+0,029)(2,5-0,35)}{8 \times 0,55 \times 348} = 8,37 \text{ cm}^2$$

L'espacement

$$\text{Esp} \geq 100 \text{ cm} \times \frac{1712}{8,37} = 14,33 \text{ cm} \quad \text{Esp} = 15 \text{ cm}$$

Ferrailage de répartition

$$A_r = A_s \cdot B/4 = 8,37 \times \frac{2,5}{4} = 5,23 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8,37 \text{ cm}^2 \implies 8T12 \quad A_s = 9,04$$

$$A_r = 5,23 \text{ cm}^2 \implies 5HA12 \quad A_r = 5,65 \text{ cm}^2$$

Calcul de la hauteur libre h'

$$h' > 6\phi + 6 \text{ cm} = 13,2 \text{ cm} \quad \text{Donc : } h' = 15 \text{ cm}$$

Calcul l'espace de cadres

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 15\phi) = \min (20 \text{ cm}, 18 \text{ cm})$$

Donc on prend: $S_t = 20 \text{ cm}$

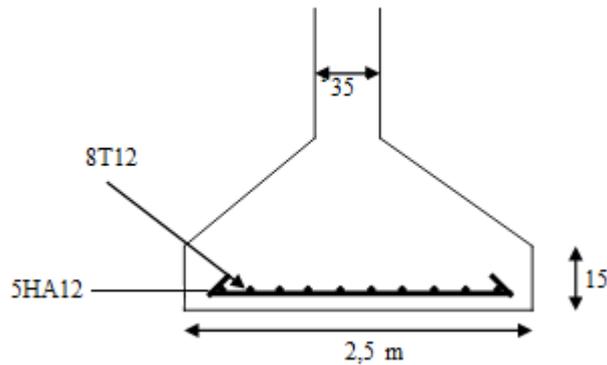


Figure VII.2 : Disposition des armatures d'une semelle filante

VII .2 Etude des longrines :

VII.2.1. Introduction :

Une longrine est un élément de structure ayant la forme une poutre bidirectionnelle rectangulaire horizontale en béton armé ayant comme rôle de support des sollicitations importantes et les reporter vers les appuis, liaison transversale entre les poteaux au niveau des massifs de fondation.

VII.2.2. Dimensionnement de la longrine :

Selon l'RPA 99 (art.10-1-1), les dimensions minimales de la section transversale dès l'origine sont :

- ✓ (25x30) cm².....sites de catégorie S2, S3
- ✓ (30x30) cm².....site de catégorie S4

Pour notre cas (site meubleS3) on prend une section de (30x25) cm²

VII.2.3. Ferrailage de la longrine

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A=0,6\% \times b \times h$$

$$A=0,006 \times 30 \times 25 = 4,5 \text{ cm}^2$$

Le choix : 6T12 (A=6,79cm²)

Armatures transversales

On prend : 4 ϕ 6 (A=1,13cm²)

Avec espacement de :

$$e = \min (20\text{cm}, 15\lambda\phi) = 18\text{cm}$$

$$e = 18\text{cm}$$

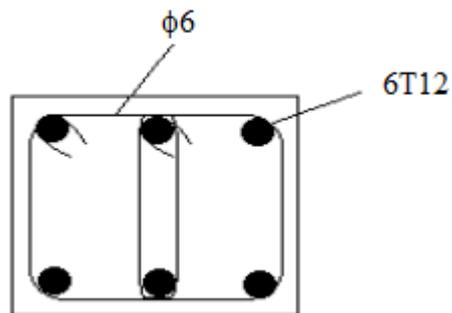


Figure VII.3 : Ferrailage de la Longrine.

Conclusion Générale

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons compris combien qu'il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

La surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire automatiquement, une bonne résistance, vis-à-vis des séismes, mais peut nuire à la stabilité de la structure, lorsque ces dernières sont mal placées.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une deuxième expérience et nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Références Bibliographiques

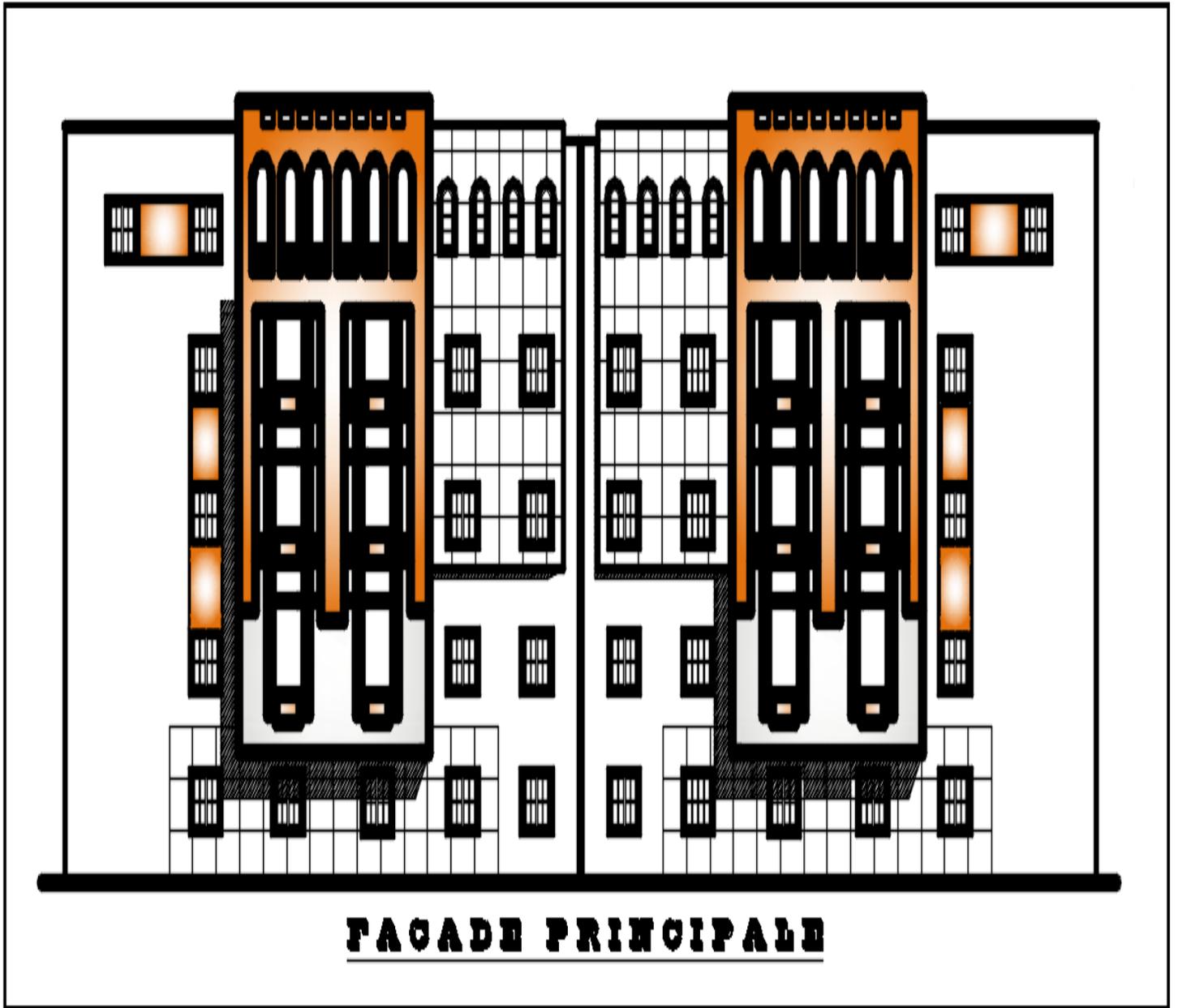
[1] Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites	BAEL91
[2] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé	CBA 93
[3] Règles Parasismiques Algériennes	RPA99/version2003
[4] Charges permanentes et charges d'exploitation	D.T.R-B.C 2.2
[5] Thèses des années précédentes	
[6] Cours béton armé des années précédentes	
[7] Calcul des ouvrages en béton armé	M. BELAZOUGU

Logiciels utilisés

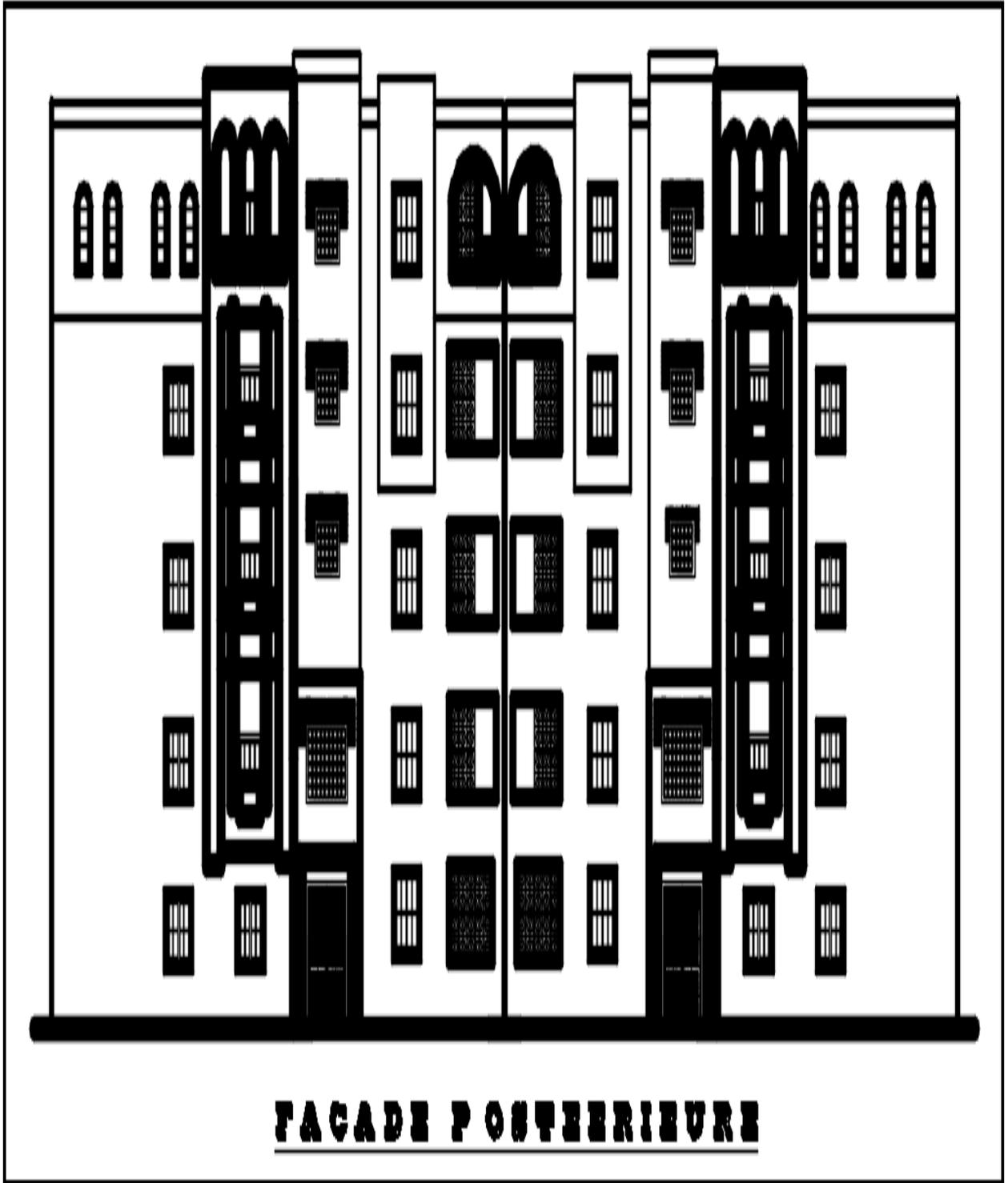
- AUTOCAD 2016
- ETABS
- WORD 2007
- EXCEL 2007



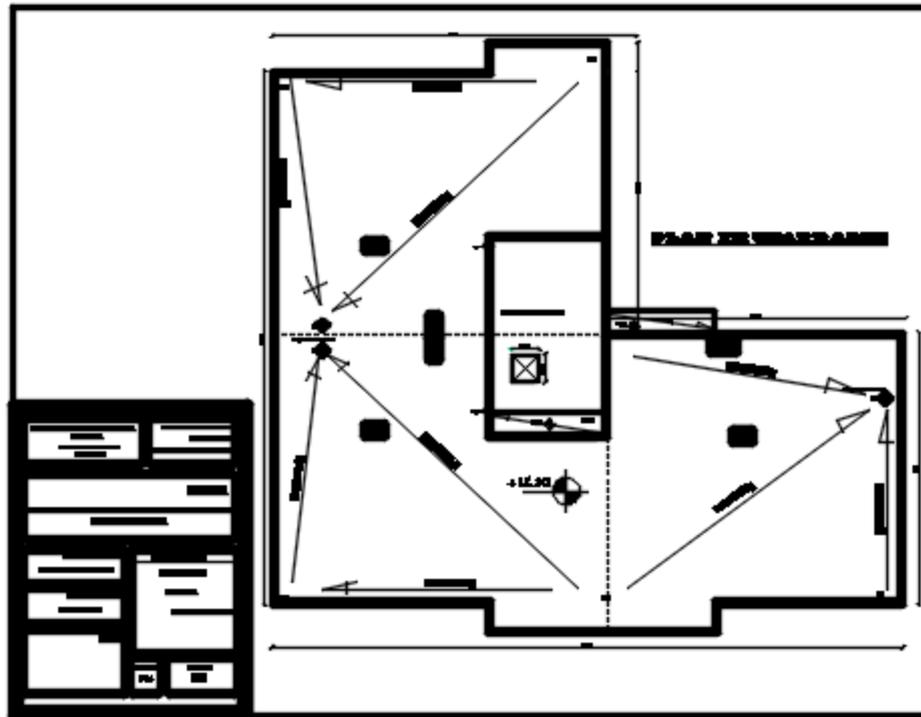
Annexes



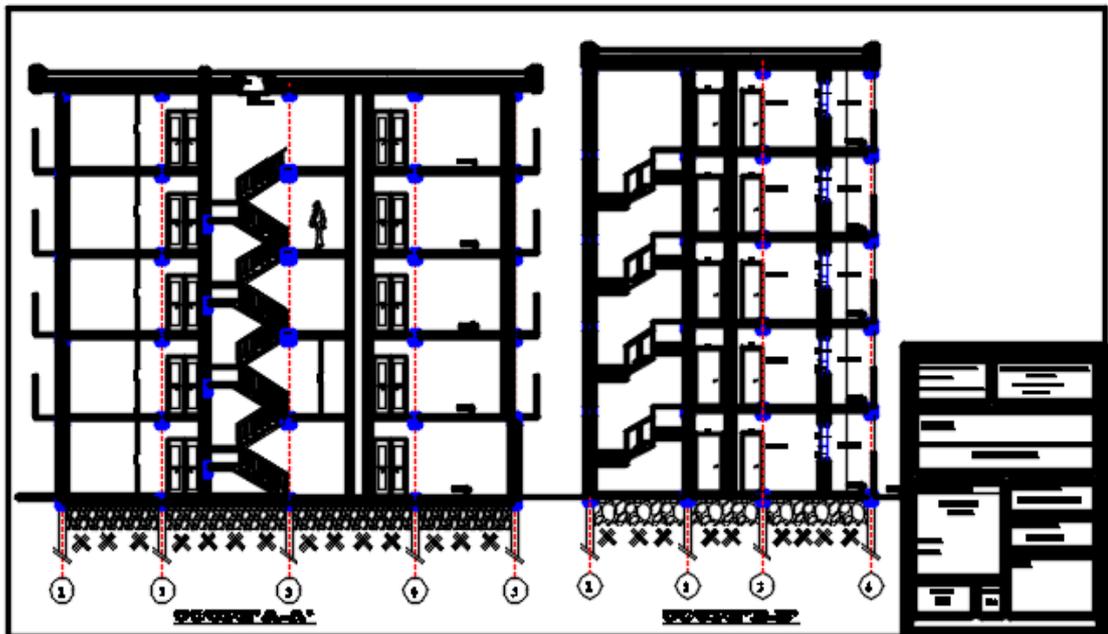
Plan Façade principale (AutoCAD)



Plan Façade Postérieure (AutoCAD)



Plan de terrasse (AutoCAD)



Vue en élévation (AutoCAD)