



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة عين تموشنت بلحاج بوشعيب
Université d'Ain-Temouchent - Belhadj Bouchaib
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil & Travaux Publics

Mémoire pour l'Obtention du diplôme de Master
Filière : GENIE CIVIL

Spécialité : STRUCTURES

Thème :

Étude sismique de la bibliothèque centrale et l'administration
De l'université Belhadj Bouchaib

PRESENTE PAR :

MAAROUF KARIMA

CHIKH BERRACHED BOUCIF

SOUTENU LE 01/07/2021

DEVANT LE JURY COMPOSE DE :

PRESIDENT : M^r DERBAL R

EXAMINATEUR : M^{me} LAZIZI A

ENCADRANT : M^{me} ABDELBARI S

CO-ENCADRANT : M^{me} ABDELKADER K

INVITE: Mr BENNACEUR Sidi Mohamed

ANNEE UNIVERSITAIRE 2020/2021

Remerciement

Mes premiers remerciements vont pour le bon dieu, le tout puissant, qui nous a donné la santé, la force, la patience et la sagesse d'arriver à ce stade dans nos études.

*nous tenons à exprimer toutes mes reconnaissances à notre encadrant **Mme Abelbari Salima**, A notre **coencadrant Mme Abdelkader kheira** et particulièrement **Mr BENNACEUR Hamid**. nous les remercions de nous 'avoir encadrés, orientés, aidés et conseils.*

J'adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils ont guidé mes réflexions et ont accepté à nous rencontrer et répondre à nos questions durant nos recherches

DEDICACE

Tous les mots que je puisse dire ne peuvent être suffisants pour exprimer ma gratitude et mes remerciements à tous ceux qui m'ont aidé et assisté au cours de mon projet fin d'études et mon parcours d'étudiant.

Je dédie ce mémoire à :

- *Mes chers parents qui ont sacrifié leur vie afin de me voir réussir dans mes études et devenir ce que je suis aujourd'hui*
- *Mes frères ,mes sœurs , et mes cousines qui ont été patientes et intuitives à tous mes besoins.*
- *Mon binôme et sa famille qui m'ont accueilli en toute générosité.*
- *Mes amis et tous ceux qui me sont très chers qui m'ont supporté dans tous mon travail de prés et de loin. En brefs mots je vous aime tous.*

Résumé :

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage **administratif** (Bibliothèque) de R+05 étages plus sous-sol, qui sera implantée à la wilaya d'Ain Témouchent, elle se classée en zone IIa (zone de moyenne sismicité), selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par des poutres, des poteaux et des voiles, tel que l'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel SAP2000 V 14.0.0.

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003).

Mots clés : structure, ferrailage, SAP2000 V 14.0.0, zone de moyenne sismicité, RPA99 version 2003, BAEL91.

ملخص

الهدف من هذه الدراسة هو تصميم هيكل للاستخدام الإداري (المكتبة) من طابق R + 05 بالإضافة إلى الطابق السفلي ، والذي سيكون موجوداً بولاية عين تموشنت ، وهو مصنف في المنطقة IIa (منطقة متوسطة الزلازل) ، وفقاً إلى لائحة الزلازل الجزائرية (RPA 99 إصدار 2003).

يتم ضمان استقرار الهيكل من خلال الحزم والأعمدة والجدران ، حيث تم إنشاء دراسة وتحليل هذا المشروع بواسطة برنامج SAP2000 V 14.0.0.

يتوافق حساب الأبعاد وتقوية جميع العناصر المقاومة مع القواعد المعمول بها، وهي (BAEL91 معدل 99 ، RPA99 الإصدار 2003).

الكلمات المفتاحية: الهيكل ، التعزيز ، SAP2000 V 14.0.0 ، منطقة متوسط الزلازل ، RPA99 الإصدار 2003 BAEL91.

Abstract:

The aim of this study is the design of a structure for administrative use (Library) of R + 05 floors plus basement, which will be located in the wilaya of Ain Témouchent, it is classified in zone IIa (zone of average seismicity), according to the Algerian earthquake regulation (RPA 99 version 2003). The stability of the structure is ensured by beams, columns and walls, as the study and analysis of this project were established by the software SAP2000 V 14.0.0.

The calculation of the dimensions and the reinforcement of all the resistant elements comply with the applicable rules, namely (BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003).

Keywords: structure, reinforcement, SAP2000 V 14.0.0, zone of average seismicity, RPA99 version 2003, BAEL91.

Tableau Bibliographie

Introduction générale	1
1-Introduction :	2
2-Présentation du projet :	2
3-Description du projet :	2
4-Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	3
a) Dimensions en élévation :	3
b) Dimensions en plan :	3
5-Données du site :	3
6-Définition des éléments de l'ouvrage.....	10
6-1Ossature :	10
6-2Voile :	10
6-3 Portiques :	10
6-4 Plancher.....	10
6-5 Maçonnerie :	11
6-6 Revêtements :	12
6-7 Escalier	12
6-8 L'acrotère :	12
7-Caractéristiques du sol :	13
8-Caractéristique des matériaux :	13
8-1Béton :	13

8.2 ACIERS :	19
9-Conclusion :	22
1.Introduction :	24
2.Pré dimensionnement des éléments :	24
3.Les Dimensionnement des poutrelles	25
4.les poutres :	26
5. Pré Dimensionnement Des Poteaux :	28
• Vérification du flambement :	30
6. L'épaisseur :	32
7.Les escaliers :	33
➤ Calcul de la largeur et de la hauteur des escaliers	34
.....	34
Epaisseur du palier :	35
Epaisseur du palier :	35
Epaisseur du palier :	36
Epaisseur du palliasse :15 cm	36
Epaisseur du palier :	37
Epaisseur du palliasse :15 cm	37
Poutre palière : « RDC→ L=477cm »	37
8.Introduction :	38
Plancher à corps creux :	39
la terrasse (inaccessible):	40
• Les charges d'exploitations des différents étages :Q «sous-sol »= 4(KN/m ²)	40

escalier :	41
b) Palliase :	41
9.les murs.....	42
a) Intérieur:	42
Remarque pour les murs :	43
10.Conclusion :.....	44
1.Etude des planchers :.....	45
2.Dimensionnement des poutrelles :.....	45
Figure : dimension des poutrelles.....	45
3. D’après le règlement CBA :.....	54
➤ Etude de l'acrotère.....	64
▪ Calcul des sollicitations.....	66
▪ Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendues.....	68
Condition de non fragilité :.....	69
Armature de réparation :.....	69
1.Introduction :.....	73
2.Modélisation de la structure étudiée :.....	73
3.Logiciel de calcul : SAP 2000.....	73
4.Les étapes de modélisation :.....	74
5.Présentation de Méthode de calcule :.....	82
6.Méthode d’analyse modale spectacle :.....	83
7.Pénalité correspondante au critère.....	84
8.Détermination des paramètres des combinaisons d’action :.....	88

9.Le poids total de la structure :	91
10.Vérification spécifique sous sollicitations normales :	93
11.Vérification de déplacement :.....	94
12.Conclusions :	96
1.Introduction :	99
2.Ferraillage des poteaux :.....	99
3.Calcul des armatures longitudinales :.....	101
1- INTRODUCTION :.....	138
ETUDE DU SOL.....	138
Conclusion	138
1- Les fondations:	138
LE CHOIX DU TYPE DE FONDATION:	138
A) semelle sous poteau central	140
B) semelle sous poteau de Angle :.....	147
B/ Etude des semelles isolées:	149
1. A. PREDIMENSIONNEMENT DES SEMELLES	149
2.Determination des contraintes et calcul des effoes internes dans les semelles.....	152
De termination Des contraintes	152
3.B- CALCUL DUS EFORTS INTERNES DANS LES SEMELLES	156
B.1) Les semelles rigides	156
CALCUL DU FERRAILLAGE	159
Conclusion générale	162

Liste Du Tableau

Tableau 1 : Les hypothèses de calcul	22
Tableaux 2: pré dimensionnement des poteaux	31
Tableau3 : Evaluation de la charge du plancher en dalle pleine	39
Tableau4 : Evaluation de la charge du palier	41
Tableau5 : Evaluation de la charge du palliasse	41
Tableau6 : Evaluation de la charge du mur extérieur	42
Tableau 7 : Evaluation de la charge du mur intérieur	43
Tableau8 : Evaluation des charges	45
Tableau9 : ferrailage des poutrelles	53
Tableau10 : Vérification des poteaux sous sollicitation normale.	66
Tableau11 : Vérification des déplacements des étages et l'effet P-D dans le sens x-x et y-y	67
Tableau12 : des moments et efforts tranchent des poteaux	102
Tableaux13 : ferrailage les armatures longitudinal	109
Tableaux14 : Calcul les armatures Transversales	111
Tableaux15 : ferrailage les armatures Transversal	112
Tableaux16 : les moments maximums à ELU et ELS, ELA	114
Tableaux17 : Calcul les armatures longitudinales	115
Tableaux18 : ferrailage de poutre Principale en travée et en appui	116
Tableaux19 : Les moments maximums à ELU et correspondants à ELS et Ela	117
Tableaux20 : calcule les armatures longitudinales	117
Tableaux21 : ferrailage de poutre secondaire en travée et en appui	118
Tableaux22 : Calcule les armatures transversales	119
Tableaux23 : Les résultats des efforts normaux ; tranchants et moments fléchissant	123

Tableau 24 : dimensionnement de la semelle Centrale	140
Tableau 25 : Vérification des contraintes	141
Tableau 26 : Vérification de la condition de résistance	141
Tableau 27 : Vérification des conditions d'application la méthode des bielles	141
Tableau 28 : Dimensionnement de la semelle	143
Tableau 29 : Vérification des contraintes	143
Tableau 30 : Vérification de la condition de résistance	143
Tableau 31 : Dimensionnement de la semelle	144
Tableau 32 : Vérification des contraintes	144
Tableau 33 : Vérification de la condition de résistance	144
Tableau 34 : Vérification des conditions d'application la méthode des bielles	145
Tableau 35 : Dimensionnement de la semelle	146
Tableau 36 : Vérification des contraintes	146
Tableau 37 : Vérification de la condition de résistance	146
Tableau 38 : Dimensionnement de la semelle	147
Tableau 39 : Vérification des contraintes	147
Tableau 40 : Vérification de la condition de résistance	147

Tableau 41 : Vérification des conditions d'application la méthode des bielles	147
Tableau 42 : Dimensionnement de la semelle	148
Tableau 43 : Vérification des contraintes	148
Tableau 44 : Vérification de la condition de résistance	149
Tableau 45: les résultats obtenus pour les autres semelles sont résumés dans le tableau suivant	155

LISTE DES FIGURES

Figure 1: plan de fondation	1
Figure 2 : Plan Du Sous-Sol	4
Figure 3 : Plan Du RDC	5
Figure 4: Plan Du 1er Etage	5
Figure 5 : Plan Du 2eme Etage	6
Figure 6 : Plan Du 3eme Etage	6
Figure 7 : Plan Du 4eme Etage	7
Figure 8 : Plan Du 5eme Etage	7
Figure 9: Plan Du Toiture	8
Figure 10: COUPE AA	9
Figure11 : COUPE BB	9
Figure 12 : Plancher a corps creux	11
Figure 13 : Escalier	12
Figure 14 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.	15

Figure 15: Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}	16
Figure 16 : Diagrammes déformations –contraintes de béton	18
Figure 17 : Déformation des contraintes de béton	19
Figure 18 : Diagramme déformations- contraintes	21
Figure 19 : Dalle à corps creux	24
Figure 20: section de poteau le plus sollicité	28
Figure 21 : coupe des voiles en plans	32
Figure 22: Coupe de voile en élévation	33
Figure23 : schéma des escaliers	33
Figure 24 : plancher étage courant	38
Figure 25 : Plancher terrasse inaccessible	40
Figure 27: diagramme de moment a Els	50
Figure 28 : diagramme de l'effort tranchant Elu	51
Figure29: diagramme de l'effort tranchant Els	52
Figure 30 : diagramme de moment Etage courant Elu	52
Figure 31 : diagramme de moment étage courant Els	53
Figure 32 : diagramme de l'effort tranchant Etage courant Elu	53

Figure 33 : diagramme de l'effort tranchant Etage courant Els	53
Figure 34 : schéma statique d'acrotère	64
Figure 35 : Changement d'unité. Géométrie de base	74
Figure 36: New model	75
Figure 37: Material Property Data (Béton)	76
Figure 38: Add Frame section Property	77
Figure 39: Rectangular section	78
Figure 40: Reinforcement Data	78
Figure 41: Rectangular section	79
Figure 42: Reinforcement Data	79
Figure 43: Circular section	80
Figure 44: Reinforcement Data	80
Figure 45: Rectangular section	81
Figure 46 : Renforcement Data	81
Figure 47 : modélisation Escalier avec les voiles	82
Figure 48: Spectre de réponse	88
Figure 49: Modèle en 3D sans voile	89

Figure 50 : la Disposition des voiles	90
Figure 51 : Modèle en 3D avec voile	90
Figure 52 : Charges appliquées sur le voile sous-sol	128

Introduction générale

Introduction générale

Introduction générale

Les ingénieurs en génie civil conçoivent, exécutent et gèrent des infrastructures Urbaines et autres projet en construction, les réalisations liées au génie civil se trouvent partout, dans cette branche nous aurons l'occasion de réaliser des projets fascinants, concevoir des ponts, des routes ou des aéroports ; proposer des nouveaux matériaux, faire des constructions industrielles et civils et la liste est encore longue pour satisfaire nos esprit.

En tant que des futures ingénieurs, on a pensé beaucoup sur l'objet de notre mémoire finalement on a décidé d'appliquer tous ce qu'on appris durant notre cursus et pour nous avons choisi le travail suivant : l'étude sismique de la bibliothèque centrale et administration de l'université Belhadj Bouchaib.

Pour garantir le succès de ce travail on a suivi l'organisation suivante

Le chapitre 1 est une présentation du l'ouvrage

Le chapitre 2 porte sur Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

Le chapitre 3 Etude plancher, l'escalier et l'acrotère

Le chapitre 4 Etude sismique et dynamique de la structure

Le chapitre 5 Etude des éléments structuraux

Le chapitre 6 Etude l'infra structure

Et finalement une conclusion qui nous permet de conclure nos résultats

Chapitre 1

Généralités et Définitions

1-Introduction :

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

2-Présentation du projet :

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé à l'analyse sismique d'un équipement comportant un SOUS-SOL Locaux stock ; et rez-de-chaussée halle de bibliothèque ; les escalier et 1 ère étage halle et 4 bureaux ; et les 4 niveaux à usage (administratif) , Cet ouvrage, est implanté willaya de Ain T'émouchent classé selon le RPA 99 version 2003 comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa) , La résistance du bâtiment est assurée par des voiles et des portiques.

3-Description du projet :

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistance d'un bâtiment R+5 + sous-sol à usage multiple constitué de :

- Un rez-de-chaussée(RDC)
- du 1ere au 5ème étage à usage Administratif
- Terrasse inaccessible
- un sous-sol
- Une cage d'escalier

4-Caractéristiques géométriques du bâtiment

a) Dimensions en élévation :

- Hauteur de sous-sol3,40m
- Hauteur de RDC :.....4,93m
- Hauteur d'étage courant :.....4,76m
- Hauteur d'étage administratif (4niveau)..... 3,74m
- Hauteur du bâtiment Total :.....28,85m
- Hauteur acrotère.....0,8m

b) Dimensions en plan :

- Le bâtiment à une forme L de dimensions :
- Longueur totale20m
- Largeur totale.....25m

5-Données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme

Zone : moyenne sismicité (Zone IIa)

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage2.
- Le site est considéré comme site meuble : catégorie S3

La structure est représentée dans les plans suivants :

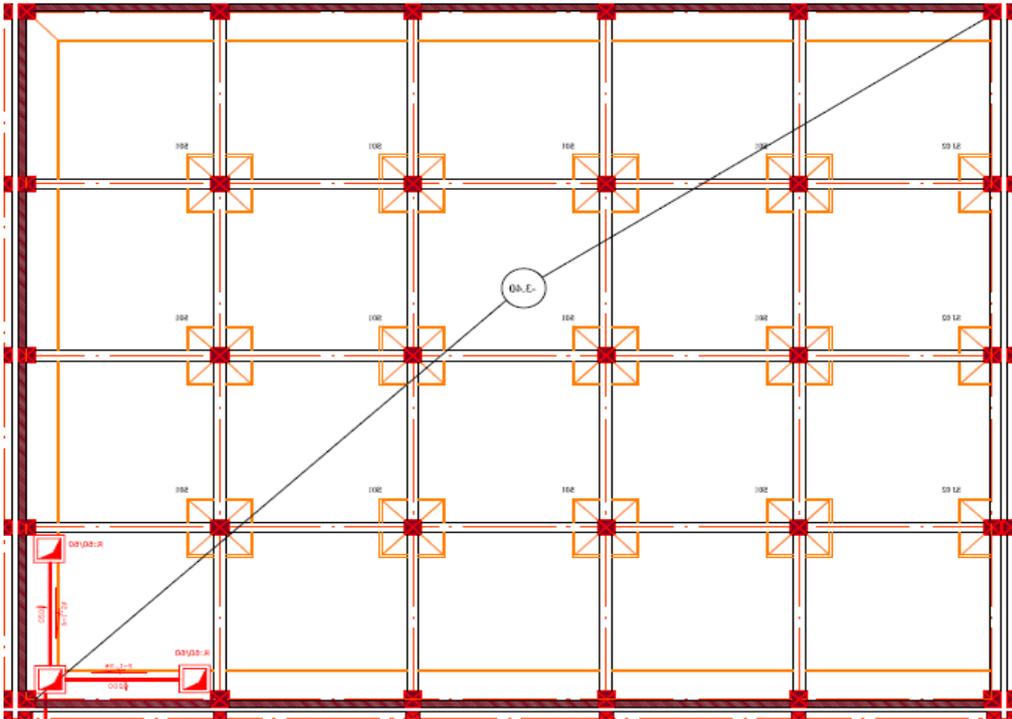


Figure 1 : Plan de Fondation

Les Plan Architecture :

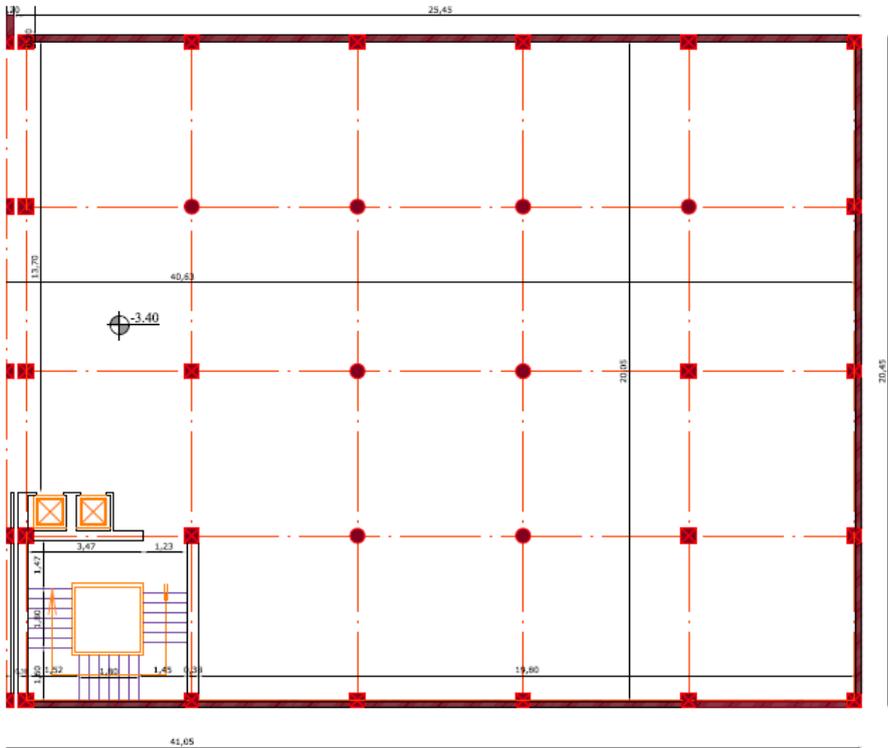


Figure 2 : Plan Du Sous-Sol

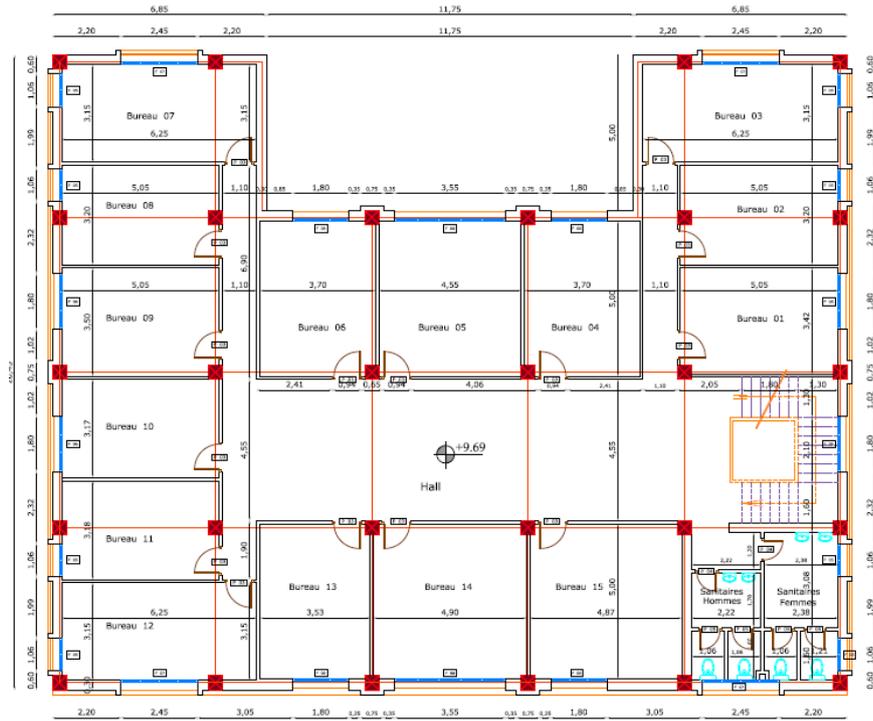


Figure 5 : Plan Du 2eme Etage

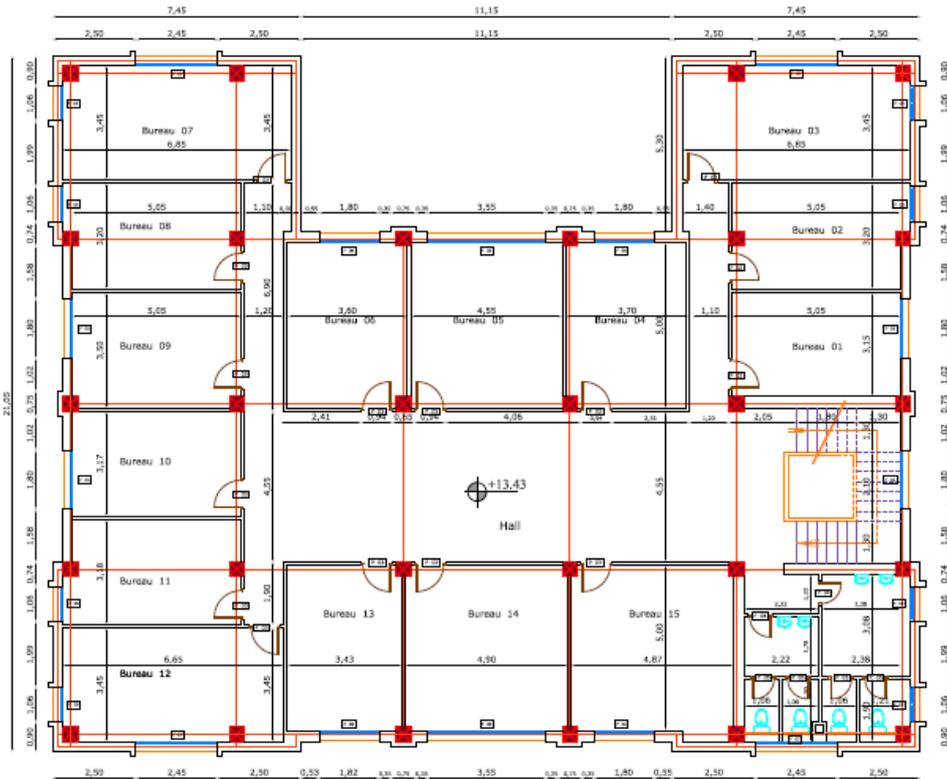


Figure 6 : Plan Du 3eme Etage.

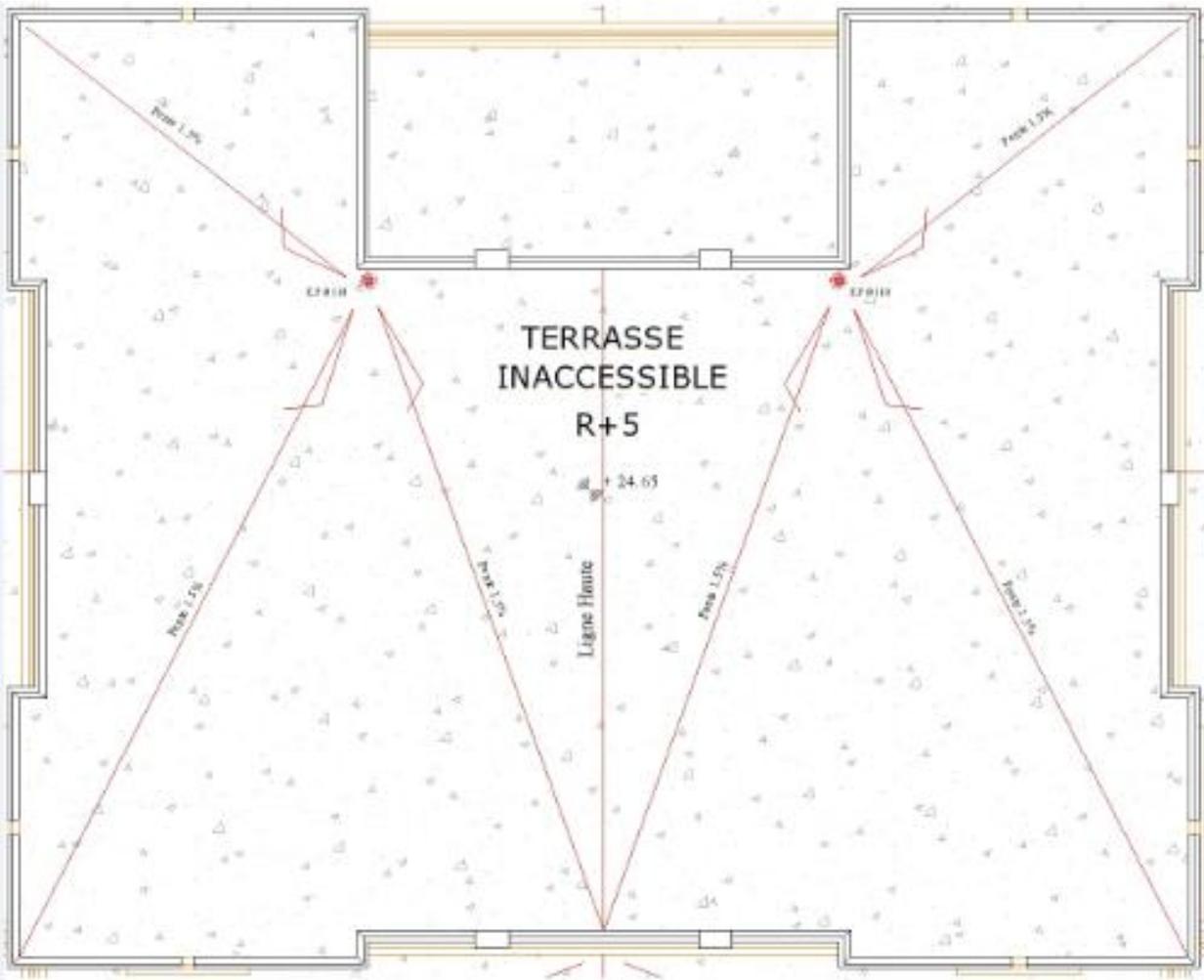


Figure 9: Plan Du Toiture

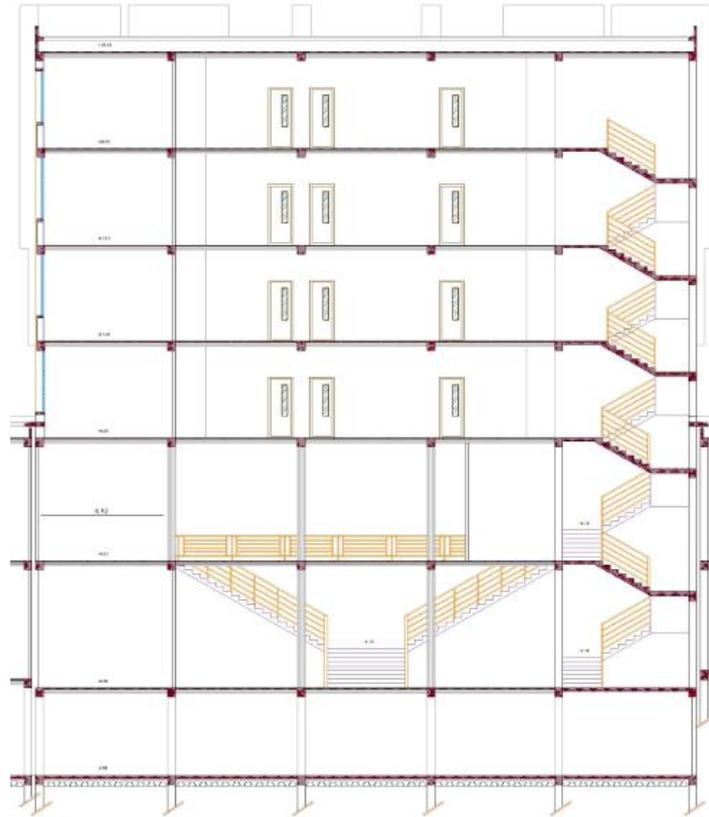


Figure 10: COUPE AA

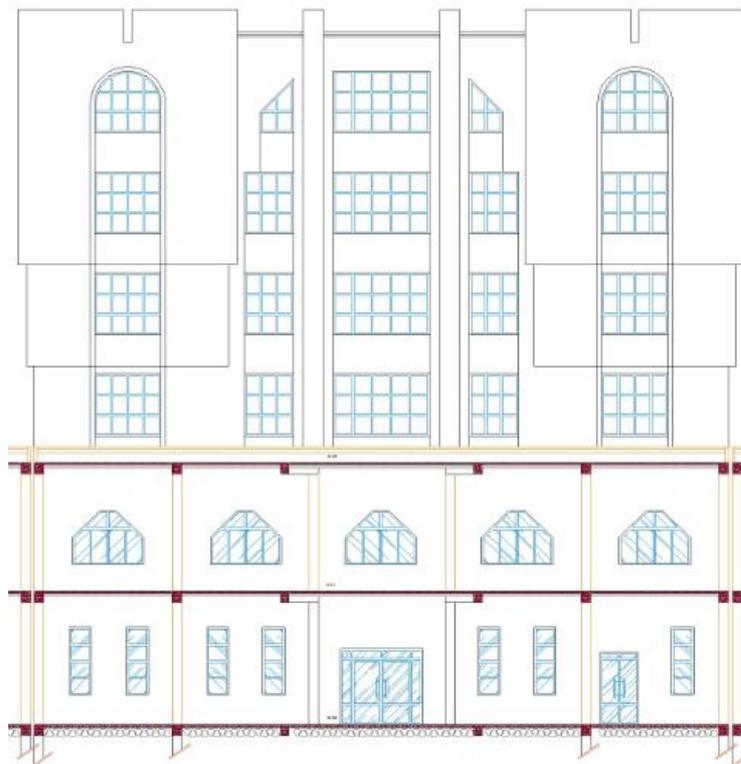


Figure11 : COUPE BB

6-Définition des éléments de l'ouvrage

6-1 Ossature :

Pour que cet ouvrage en béton armé résiste au séisme, le RPA exige que pour toute structure dépassant 04 niveaux ou 14 mètre en Zone IIa assurée par des voiles et des portiques.

6-2 Voile :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place .Ils sont Destinés à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

6-3 Portiques :

Ils sont en béton armé, constitués de poutres et de poteaux capable de reprendre essentiellement les surcharges verticales.

6-4 Plancher

Le plancher est une partie horizontale de la construction, c'est une aire plane de

Séparation des niveaux successifs du bâtiment.

- ✚ il supporte son poids propre et les charges d'exploitations, les transmet aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).
- ✚ il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).
- ✚ le plancher terrasse est inaccessible comportant un système complexe d'étanchéité et une pente de (1%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.
- ✚ Dans notre bâtiment, nous avons deux types de plancher :

6-4-1 Plancher en corps creux :

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression coulée sur place, reposant sur des poutrelles préfabriquées.

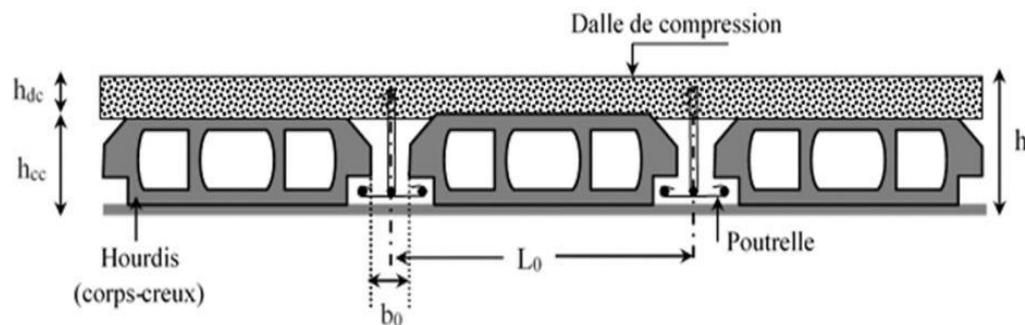


Figure 12 : Plancher a corps creux

6-4-2 Plancher à dalle pleine :

Sont des planchers en béton armé plus résistant et plus lourds par rapport aux corps creux.

6-5 Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

✓ **Murs extérieurs :**

Constitué d'une double paroi en briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparées par une âme d'air de 5cm d'épaisseur.

✓ Murs intérieurs :

Constitué par une seule paroi de brique de 10cm d'épaisseur

6-6 Revêtements :

Le revêtement est constitué de:

- ✓ Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- ✓ Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- ✓ Carrelage pour les planchers et les escaliers

6-7 Escalier

La structure comporte deux cages d'escalier ; un escalier passé au niveau du sous-sol et Rez de chaussée il contient deux volées et paliers de repos ; et les deux cages d'escalier passé au niveau de Rez de chaussée et 1ere étages courants l'escalier constitué de quatre volées et trois palier de repos ; et les autres étages se composent de trois volées et deux paliers de repos.

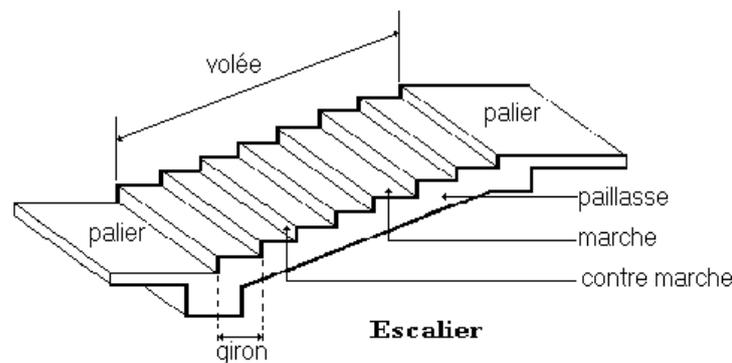


Figure 13 : Escalier

6-8 L'acrotère :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 100 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

L'acrotère a pour but d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

7-Caractéristiques du sol :

Dans notre étude on a considéré que le sol est meuble et par conséquent on à adopter : $\bar{\sigma}=1,5$ bar.

8-Caractéristique des matériaux :

8-1Béton :

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles

techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL), ainsi qu'aux règlements appliqués en Algérie .Le béton est un mélange complexe composé de pâte pure(ciment + eau + sable), de matériaux pierreux (graviers) qui après prise et durcissement résiste (mieux à la compression qu'à la traction, c'est pourquoi on l'associe à l'acier qui est un matériau qui développe une grande résistance à la traction.

8-1-1Composition du béton :

On appelle béton les matériaux constitués par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable et pierrailles) et de l'eau.

a- ciment :

Le ciment joue le rôle entre produits employés dans la construction.

La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile et la température de cuisson du mélange.

b - granulats :

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles.

➤ Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches, la grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

8-1-2 Dosage de béton :

Le dosage de béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 Kg/m³. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature. Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

- Une résistance mécanique élevée.
- Un retrait minimum.
- Une bonne tenue dans le temps.

8-1-3 Résistance du béton à la compression:

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression «J» jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 32 cm de hauteur et de diamètre 16 cm.

D'après le C.B.A 93 ART 2 .1.1

➤ Pour des résistances

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} \leq 40 \text{MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} > 40 \text{MPa} \end{array} \right. \quad \text{Pour } j > 28j$$

Avec

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{Si } j \geq 60 \text{ jours}$$

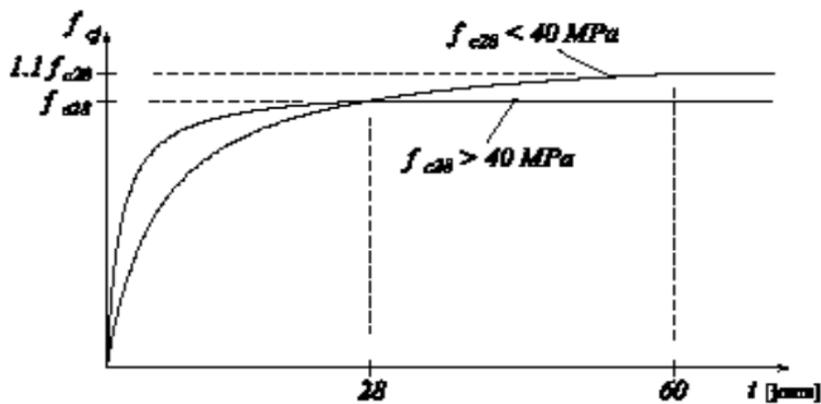


Figure 14 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

8-1-3 Résistance du béton à la traction : C.B.A93

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours notée « f_{tj} » est conventionnellement définie par la relation:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \Rightarrow f_{cj} \leq 60 \text{MPa}$$

Pour notre étude on a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, Pour notre cas : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

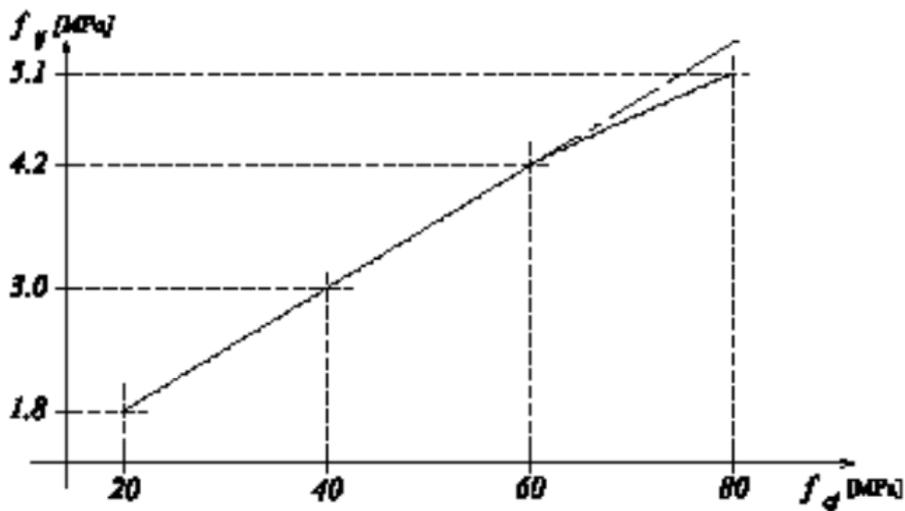


Figure 15: Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

8-1-4 Déformations longitudinales du béton: C.B.A93

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures. On admet à défaut de mesure, qu'à l'âge de « j » jour le module de déformation longitudinale instantanée du béton (E_{ij}) est $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ $E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$

[a.2.1.2.2] CBA 93- on admet que, sous contraintes normales d'une longue durée d'application, le module de déformation différée et donnée par :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]} ; \text{ dans notre cas } E_{vj} = 11235.38 \text{ [MPa]}$$

Pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton.) et du fluage.

8-1-5 Coefficient de poisson: C.B.A 93 ART 2.1.2.3

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

E : module de Young. 0..... à ELS

ν : Coefficient de poisson 0,2 à ELU

8-1-6 Diagrammes déformations –contraintes de béton : C.B.A 93ART 4.3.4

On distingue :

- Le diagramme « parabole rectangle ».
- Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de :
 - ✓ Sa simplicité d’emploi.
 - ✓ Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme « parabole rectangle ».

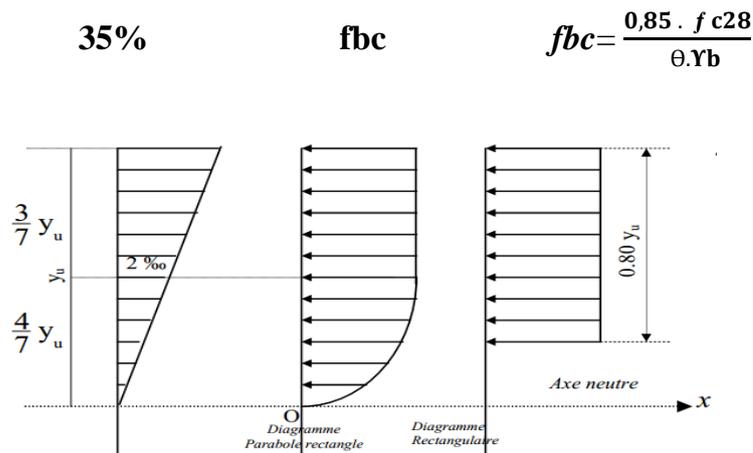


Figure 16 : Diagrammes déformations –contraintes de béton.

f_{cj} : résistance caractéristique de béton à j jours

γ_b : Coefficient de sécurité égale 1.5.

f_{bc} : Contrainte de calcul ; Le coefficient θ prend les valeurs : 1 pour une durée

D'application des charges >24h.

8-1-7 Les contraintes limites :

❖ Etat limite ultime ELU : C.B.A 93 ART 3.3.2

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient

Les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est : $\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$;

Dans notre cas : $\sigma_{bc} = [14.17 \text{ MPa}]$.

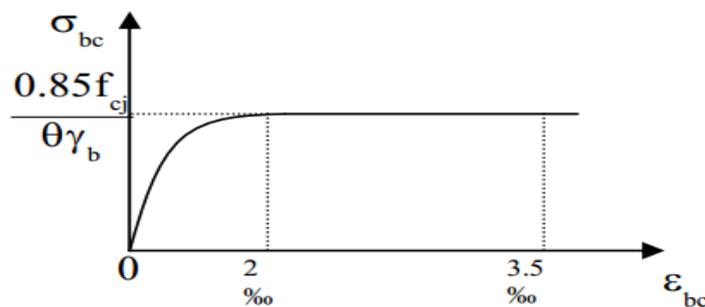


Figure 17 : Déformation des contraintes de béton

❖ Etat limite de service ELS : C.B.A 93 ART 5.1.4

Les vérifications à effectuer portent généralement sur :

- Un état limite de compression du béton [A.4.5.2].
- Un état limite d'ouverture de fissure [A.4.5.3].

La contrainte de compression du béton est limitée à 0,6 f_{cj}

❖ **Contrainte limite de cisaillement : (CBA 93 [ART 5.1.2.1.1] P39)**

La contrainte de cisaillement a E L U est défini par : $\tau_u = \frac{Vu}{bd}$

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$$\tau_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5Mpa\right) : \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4Mpa\right) : \text{ Fissuration préjudiciable \& très Préjudiciable.}$$

8.2 ACIERS :

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces du béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction. Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé :

- Ronds lisses (R.L) : FeE240
- Barres à haute adhérences (HA) : FeE400 =6 mm pour les dalleØ
- Treillis soudés (TS) : TLE500.

8-2-1 Les limites élastiques :

Les ronds lisses (R.L):

FeE =22 (Fe=215 MPa); FeE =24 (Fe=235 MPa)

- Barres à haute adhérences (HA) : Fe =400 MPa.
- Treillis soudés (TS) : Fe= 520MPa

8-2-2 Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier ; $E_s = 2,1.10^5$ MPa.

8-2-2 Les contraintes limite de calcul :

a- Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

$$\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{barre lisse : } \sigma_s = 186.96 \text{ Mpa}$$

$$\text{Barre HA : } \sigma_s = 347.83 \text{ Mpa}$$

$\gamma_c \tau_u =$ Combinaisons courantes

$\gamma_s =$ Combinaisons accidentelles

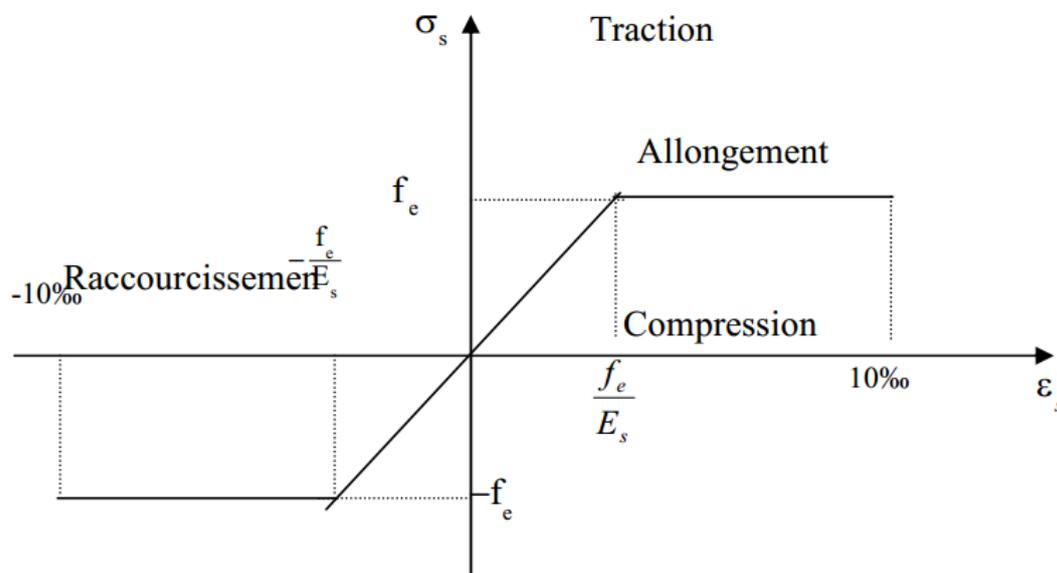


Figure 18 : Diagramme déformations- contraintes.

b-Contraintes limites à l'état limite service (E.L.S) :

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

Fissuration peu nuisible :

pas de limitation

• Fissuration préjudiciable :

• Fissuration très préjudiciable :

• η : Coefficient de fissuration. $\eta=1$ pour les ronds lisses (RL). $\eta=1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA)

Hypothèse de calcul :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes:

Tableau 1 : Les hypothèses de calcul

La résistance du béton à la compression à 28 jours	f_{c28}	25 Mpa.
La résistance du béton à la traction	f_{t28}	2.1 Mpa.
Le module d'élasticité différé	E_{vj}	10818.865 Mpa
Le module d'élasticité instantané	E_{ij}	11235.38 Mpa
La limite élastique de l'acier à Haute adhérence	f_e	400 Mpa

9-Conclusion :

Dans cette partie, on a défini tous les différents éléments constitutifs de notre ouvrage et les caractéristiques mécaniques des matériaux qu'on va utiliser lors de la construction.

Chapitre II

Pré Dimensionnement des éléments et descente des charges

1. Introduction :

Le but du pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure : poutres, poteaux, voiles et autres.

Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99/V2003 ; BAEL 99 et du CBA93, les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés ou diminués après vérifications dans la phase du dimensionnement. Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu'à la Fondation.

Le pré dimensionnement des éléments porteurs se fait selon les règles de conception, les Normes techniques et les conditions de résistance et de flèche.

2. Pré dimensionnement des éléments :

Plancher :

Ils sont composés de corps creux (hourdis) et d'une dalle de compression ferrailée par un treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens le plus petit, Elles transmettent les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

a) Plancher à corps creux :

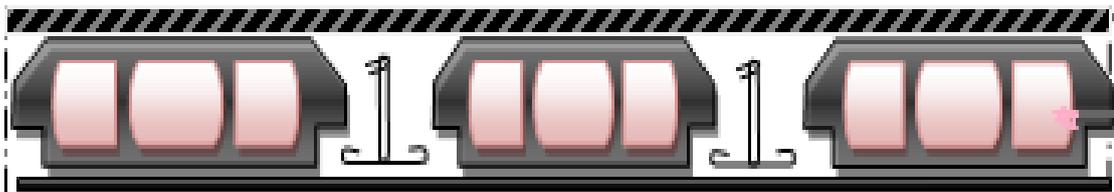


Figure 19 : Dalle à corps creux

$L_{Max}=5$

$$\frac{l_{max}}{25} \leq ht \leq \frac{l_{max}}{20}$$

$$\frac{500}{25} \leq ht \leq \frac{500}{20}$$

$$22,22 \leq ht \leq 25$$

On prend: $h=21(16+5)$

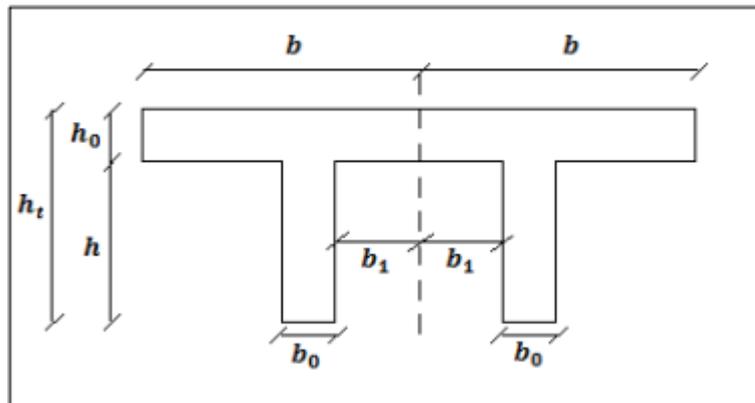
16 cm → épaisseur de corps creux

5 cm → dalle de compression.

3. Les Dimensionnement des poutrelles

La section transversale de la poutrelle est assimilée à une section en T .

Poutrelles :



$h= 21 \text{ cm}$

$$0,4h \leq b_0 \leq 0,6h \quad 8,4 \leq b_0 \leq 12,6$$

On prend : $b_0= 10 \text{ cm}$

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_i - b_0}{2} \\ \frac{L}{10} \end{array} \right. \quad b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{65 - 10}{2} \\ \frac{500}{10} \end{array} \right. \quad b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 27,5 \\ 50 \end{array} \right.$$

$$6 h_0 \leq b_1 \leq 8 h_0$$

$$6 \times 5 \leq b_1 \leq 8 \times 5$$

$$30 \leq b_1 \leq 40$$

Alors on prend: $b_1 = 27,5$ cm

$$b = 2b_1 + b_0 \quad b = (2 \times 27,5) + 10$$

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

Plancher en dalle pleine

C'est un ouvrage horizontal, porteur, constitué uniquement de béton armé coffré sur place.

Dimensionnement de l'épaisseur de la dalle :

$$\frac{ldp}{35} \leq h \leq \frac{ldp}{30} \quad \rightarrow \quad 14,28 \leq h \leq 16,66$$

L (dp) : largeur de la dalle = 5m = 500 cm.

4. les poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton, leurs sections doivent respecter le critère de rigidité selon BAEL 91 ainsi que les conditions imposées par le règlement parasismique algérien

On a deux types de poutres :

Poutre principale :

$$L_{\max}=5\text{m}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \rightarrow \quad \frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10}$$

$$33,33 \leq h \leq 50$$

On prend: $h=45$ cm

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$13,5 \leq b \leq 31,5$$

On prend: $b=30$ cm

D'après le RPA99 on doit vérifier ces conditions :

$$\checkmark \quad b \geq 20 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

CV

$$\checkmark \quad h \geq 30 \text{ cm}$$

$$45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

CV

$$\checkmark \quad \frac{h}{b} < 4$$

$$\frac{45}{30} = 1,5 < 4 \text{ cm}$$

CV

Poutres secondaires :

$$L_{\max}=5\text{m}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \rightarrow \quad \frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10}$$

$$33,33 \leq h \leq 50$$

On prend : $h=40$ cm

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$12 \leq b \leq 28$$

On prend : $b=30$ cm

D'après le RPA99 on doit vérifier ces conditions :

✓ $b \geq 20 \text{ cm}$	$30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$	CV
✓ $h \geq 30 \text{ cm}$	$40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$	CV
✓ $\frac{h}{b} < 4$	$\frac{40}{30} = 1,33 < 4 \text{ cm}$	CV

5. Pré Dimensionnement Des Poteaux :

Les poteaux sont dimensionnés en compression simple en choisissant les Poteaux

les plus sollicités de la structure. ; les règles CBA 93 préconisent de prendre une section réduite en laissant 1cm de chaque côté en tenant compte de la ségrégation du béton

Les poteaux doivent satisfaire le critère de stabilité au flambement et le critère de résistance.

D'après le CBA93 :

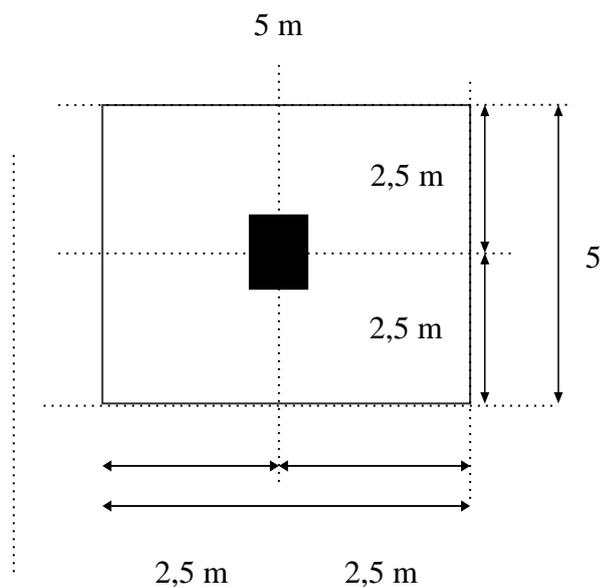


Figure 20: section de poteau le plus sollicité

$$Br \geq \frac{\beta \times Nu}{\frac{fbc}{0,9} + \frac{0,85 \times fe}{A + \gamma_s}}$$

$$S = 5 \times 5 = 25 \text{ m}^2$$

$$N_u = P_u \times S \times n$$

$$P_u = 1 \text{ KN/m}^2$$

n : nombre des étages

Poteaux de Sous-sol :

$$N_u = 25 \times 1 \times 7$$

$$N_u = 175 \text{ t} = 1,75 \text{ MN}$$

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0,85 \lambda^2 / 1500 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe un élancement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1,2$

$$f_e = 400 \text{ MPA}$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ (cas générale)}$$

$$\Theta = 1 \text{ (la charge supérieure à 24h)}$$

$$fbc = \frac{0,85 \times fc28}{\theta \times \gamma^b} = \frac{0,85 \times fc28}{1 \times 1,5}$$

$$fbc = 14,17 \text{ MPa}$$

$$Br \geq \frac{1,2 \times 1,75}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,85 \times 400}{100 \times 1,15}} \rightarrow Br = 0,24\text{m}^2$$

$$B_r \geq (a-0,02)^2$$

$$a \geq \sqrt{Br + 0,02} = 0,50$$

$$a=b = 50 \text{ cm}$$

Poteau (50×50) cm²

$$\text{Min (a,b)} \geq 25 \rightarrow a \geq 25 \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$\text{Min (a,b)} \geq \frac{he}{20} \rightarrow a = 50 \geq \frac{340}{20} = 17 \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{1}{4} \leq 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{cv}$$

• **Vérification du flambement :**

$$I_x = I_y < 50$$

$$\lambda_x \lambda_y = \frac{L_f}{I_x}$$

$$L_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 3,40$$

$$L_f = 2,38 \text{ m}$$

$$I_x = I_y = \frac{\sqrt{Ix}}{A}$$

$$I = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{50 \times 50^3}{12}$$

$$I_x = 520380,33 \text{ cm}^4$$

$$A = (a \times b) \text{ (section du poteau)}$$

$$A = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$i_x = i_y = \frac{\sqrt{520380,33}}{2500} = 14,42 \text{ cm}$$

$$\lambda_x \lambda_y = \frac{238}{14,42} = 16,50 < 50 \quad CV$$

Tableaux : pré dimensionnement des poteaux

Poteau	N	S	N _u	a=b	L _f	λ	L ₀
Sous sol	1	25	1,75	50	2,38	16,50	3,40
RDC	2	25	1,50	40	3,451	29,89	4,93
Étage1	3	25	1,25	35	3,332	32,97	4,76
Étage2	4	25	1,00	30	2,618	30,13	3,74
Étage3	5	25	0,75	30	2,618	30,13	3,74
Étage4	6	25	0,50	30	2,618	30,13	3,74
Étage5	7	25	0,25	30	2,618	30,13	3,74

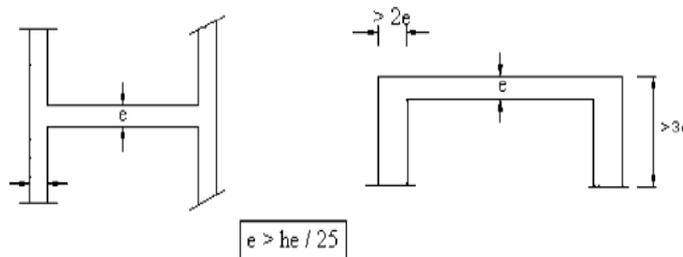
Les voiles :

Pour augmenter la rigidité de notre structure et assurer un bon contreventement, on a prévu

des murs voiles, dimensionnés selon le R.P.A.

Les charges prises en compte dans le pré dimensionnement des voiles sont :

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



Leur pré dimensionnement se fera conformément à (Art 7-7-1 du RPA99).

Figure 21 : coupe des voiles en plans

6. L'épaisseur :

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des Conditions de rigidité aux extrémités. On quatre cas :

1. Pour Soul soul

$$a > \frac{h_e}{25} \rightarrow 339,925/25 = 13\text{cm on prend } 15\text{CM}$$

2. Pour RDC

$$a > \frac{h_e}{25} \rightarrow 492,9/25 = 19\text{ cm on prend } 20\text{ CM}$$

3. Pour 1ere Etage

$$a > \frac{h_e}{25} \rightarrow 475,9/25 = 19\text{ cm on prend } 20\text{ CM}$$

4. Pour les autres étages :

$$a > \frac{he}{25} \rightarrow 373,9/25 = 15 \text{ cm on prend } 20 \text{ CM}$$

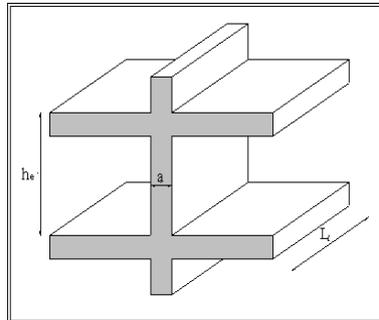


Figure 22: Coupe de voile en élévation

7. Les escaliers :

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place. Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marches

(h), on utilise la formule de BLONDEL

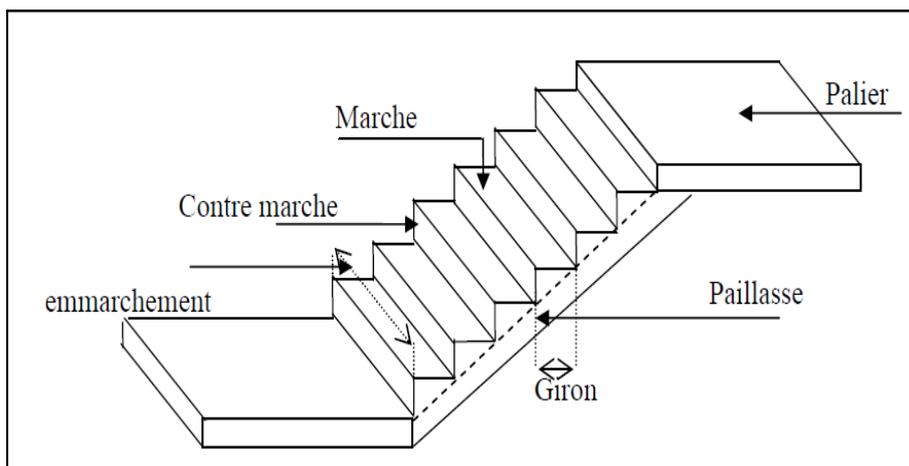
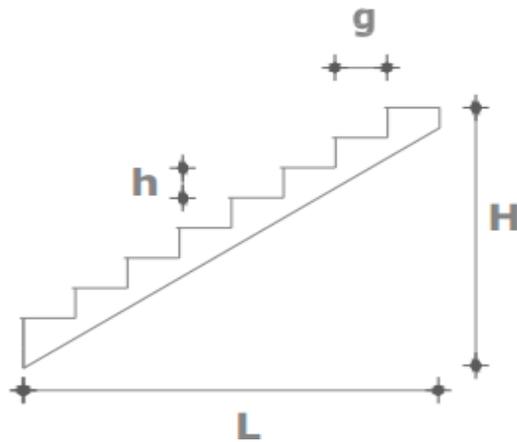


Figure 23 : schéma des escaliers

- h = hauteur d'une contremarche
- g = largeur d'une marche (giron)
- H = projection verticale de l'escalier
- L = projection horizontale de escalier

- Le palier de repos
- L'embranchement
- n : nombre de marches
- $n-1$: nombre de contremarches

➤ **Calcul de la largeur et de la hauteur des escaliers**



D'après la formule de « **BLONDEL** » : $60\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$

Comme h : la hauteur de la contremarche : $14 \leq h \leq 20\text{cm}$

g : la largeur de la marche $25 \leq g \leq 32\text{cm}$

on prend : $g=30\text{ cm}$.

$$60 \leq 2h+30 \leq 66 \quad \rightarrow \quad 30 \leq 2h \leq 36$$

$$15 \leq h \leq 18 : \text{en prend } h = 17\text{ cm}$$

1. **sous-sol**

$$h = 3,40\text{m}$$

Nombre des marches

$$n = \frac{H}{h} \rightarrow \frac{340}{17} \rightarrow n = 20 \text{ marche sur 3 volé}$$

Nombre de contremarche

$$N = n - 1 \rightarrow 20 - 1 = 19 \rightarrow N = 19 \text{ contremarches}$$

Epaisseur du palier :

$$L = 4,77 \text{ m} = 477 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{l}{30} \rightarrow 0,13 \leq e \leq 0,15$$

Epaisseur du palliase 15 cm

L'inclinaison de la paillasse

$$\text{tag} \alpha = \frac{h}{g} = \text{tag} \alpha \frac{17}{30} = \alpha = 29.53^\circ$$

2. RDC

$$h = 4,93 \text{ m}$$

Nombre des marches

$$n = \frac{H}{h} \rightarrow \frac{493}{17} \rightarrow n = 29 \text{ marche sur 4 volé}$$

Nombre de contremarche

$$N = n - 1 \rightarrow 29 - 1 = 28 \rightarrow N = 28 \text{ contremarches}$$

Epaisseur du palier :

$$L = 4,7 \text{ m} = 477 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{l}{30} \rightarrow 0,13 \leq e \leq 0,15$$

Epaisseur du palliase : 15cm

D'inclinaison de la paillasse : $\operatorname{tag}\alpha = \frac{h}{g} = \operatorname{tag}\alpha \frac{17}{30} = \alpha = 29.53^\circ$

3. Etage courant

$h = 4,76\text{m}$

Nombre des marches

$$n = \frac{H}{h} \rightarrow \frac{476}{17} \rightarrow n = 28 \text{ marche sur 4 volé}$$

Nombre de contremarche

$$N = n - 1 \rightarrow 28 - 1 = 27 \rightarrow N = 27 \text{ contremarches}$$

Epaisseur du palier :

$$L = 4,7 \text{ m} = 477 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{l}{30} \rightarrow 0,13 \leq e \leq 0,15$$

Epaisseur du palliase : 15 cm

d'inclinaison de la paillasse : $\operatorname{tag}\alpha = \frac{h}{g} = \operatorname{tag}\alpha \frac{17}{30} = \alpha = 29.53^\circ$

4. Les autres étage :

$h = 3,74\text{m}$

Nombre des marches

$$n = \frac{H}{h} \rightarrow \frac{374}{17} \rightarrow n = 27 \text{ marche sur 3 volé}$$

Nombre de contremarche

$$N = n - 1 \rightarrow 27 - 1 = 26 \rightarrow N = 26 \text{ contremarches}$$

Epaisseur du palier :

$$L = 4,7 \text{ m} = 477 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{l}{30} \rightarrow 0,13 \leq e \leq 0,15$$

Epaisseur du palliase : 15 cm

d'inclinaison de la paillasse : $\text{tag} \alpha = \frac{h}{g} = \text{tag} \alpha \frac{17}{30} = \alpha = 29.53^\circ$

Poutre palière : « RDC \rightarrow L=477cm »

➤ **Pré dimensionnement :**

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \rightarrow 31,8 \leq h \leq 47,7$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$

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

$$d = 0,9h = 0,9 \times 35 = 31,5$$

➤ Evaluation des charges :

8. Introduction :

La descente des charges est l'opération qui consiste à déterminer toutes les charges et les surcharges provenant à un élément porteur de la structure, depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire, et ainsi la vérification de leur section proposée .

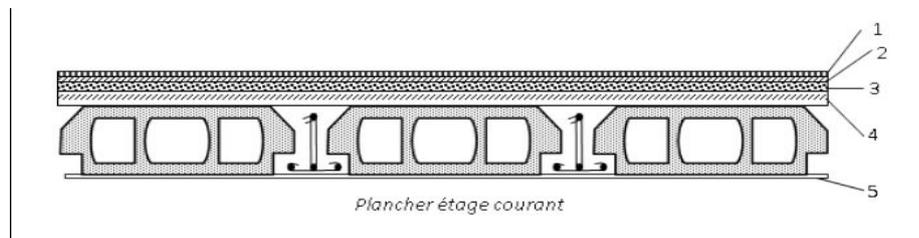


Figure 24 : plancher étage courant

Plancher à corps creux :

Matériaux	e(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Revêtement de carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Plancher corps creux (16+5)	0,20	13,6	2,8
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Cloisons de séparation	0,1	10	1

$$G = 5,2 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 4 \text{ KN/m}^2$$

Plancher en dalle pleine :

Tableau : Evaluation de la charge du plancher en dalle pleine

Matériaux	e(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Revêtement de carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Cloisons de séparation	0,1	10	1

$$G = 6,15 \text{ KN/m}^2$$

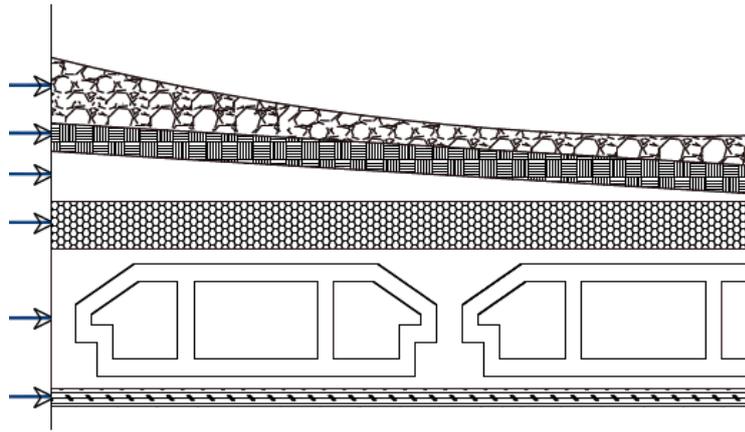


Figure 25 : Plancher terrasse inaccessible

la terrasse (inaccessible):

Matériaux	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Protection en gravillon	0,05	16	0,80
Etanchéité multicouche	0,05	2	0,10
Isolation thermique	0,04	4	0,16
Dalle en corps creux	0,21	25	2,85
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Forme de Ponte	0,1	22	2,2

G = 6,31 KN/m

Sur charge d'exploitation Q = 1 KN/m²

- Les charges d'exploitations des différents étages :Q

«sous-sol »= 4(KN/m²)

Q «RDC » =4 KN/m²

Q « les 5 niveaux »= 4 KN/m² pour chaque étage.

escalier :

a) Palier :

Tableau : Evaluation de la charge du palier

Matériaux	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	22	0,44
Poids de palier	0,15	25	3,75
Enduit en plâtre	0,02	12	0,24

$$G = 4,87 \text{ KN/m}^2.$$

Sur charge d'exploitation $Q = 4 \text{ KN/m}^2.$

b) Palliase :

Tableau : Evaluation de la charge du palliase

Matériaux	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Revêtement Horizontale	0,02×3	22	1,32
Revêtement verticale	(3×0,15)×0,02	22	0,198
Mortier horizontale	0,02×3	20	1,2
Mortier verticale	3×0,15×0,02	20	0,18
Marche	$\Gamma\left(\frac{0,17 \times 0,3}{2}\right) \times 31 + \left(\frac{5,66 \times 0,18}{2}\right)$		0,07
Palliasse en béton armé	0,18	25	4,5
Enduit en plâtre	0,02	15	0,30

$$G = 8,28 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 4 \text{ KN/m}^2$$

9.les murs

a) extérieur:

Tableau : Evaluation de la charge du mur extérieur

Matériaux	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Brique creuse	0,15	9	1,35
Amme d'air	0,05	/	/
Brique creuse	0,10	9	0,9
Enduit en plâtre	0,20	10	0,2

$$G = 2,81 \text{ KN/m}^2$$

a) Intérieur:

Tableau : Evaluation de la charge du mur intérieur

Matériaux	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Brique creuse	0,1	9	0,9
Enduit en ciment	0,02	18	0,36

$$G = 1,62 \text{ KN/m}^2$$

Remarque pour les murs :

Les murs peuvent être avec ou sans ouverture:

- mur avec portes (90% G)
- mur avec fenêtre (80% G)
- mur avec porte et fenêtre (70% G)

10.Conclusion :

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables.

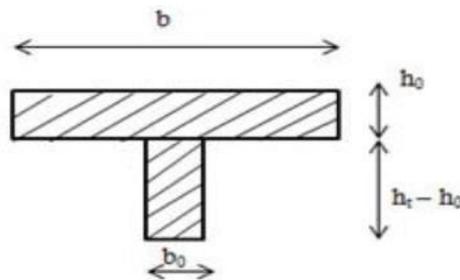
Ces résultats nous servirons de base dans la suite de nos calculs dans le prochain chapitre.

Chapitre III

Etude du Plancher

1. Etude des planchers :

Le plancher corps creux se compose d'une dalle de compression (5 cm) et hourdis (16 cm).
Les poutrelles sont disposées dans le sens longitudinal (suivant X).



2. Dimensionnement des poutrelles :

Figure : dimension des poutrelles

$b_0=10$ cm $b_1= 27.5$ cm $b =65$ cm

▪ Evaluation des charges :

Tableau : Evaluation des charges

Type de plancher	G(kN/m ²)	Q(kN/m ²)	ELU (kN /mL) (1,35 G+1,5 Q)x b	ELS (KN/mL) (G+Q)xb
Plancher terrasse inaccessible	6,31	1	6,51	4,75
Plancher étage courant (2 ^{ème} jusqu'à 5 ^{ème})	5,2	4	8,46	5,98
Plancher RDC	5,2	4	9,43	5,98
Plancher sous sol	52	4	9,43	5,98

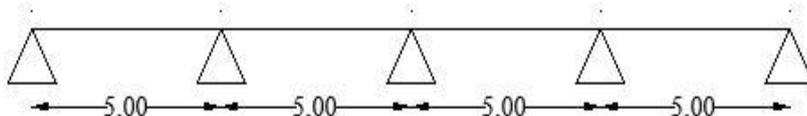
3.Les types des poutrelles :

Plancher Terrasse : $G=6,31 \text{ KN/m}^2$
 $Q=1 \text{ KN/m}^2$

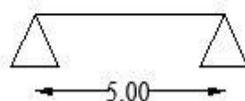
Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :

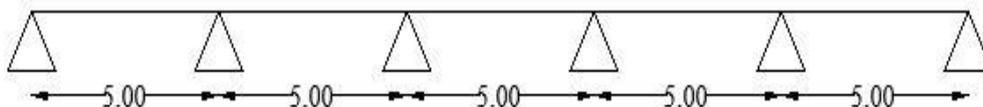


Plancher :

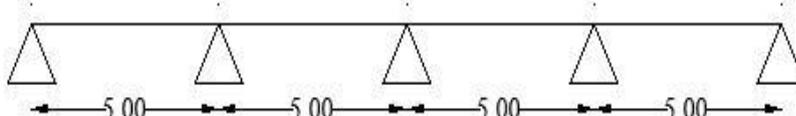
(Sous sol , Rdc, Etage courante j'usqua 5éme Etge) :

$G=5,2 \text{ KN/m}^2$
 $Q=4 \text{ KN/m}^2$

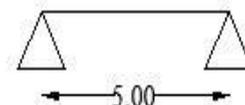
Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :



- **calcul du plancher :**
- **Méthode forfaitaire:**
- **Domaine d'application:**

La méthode forfaitaire s'applique aux poutres, poutrelles et dalle supportant des charges d'exploitations modérées ($Q \leq \min(2G ; 5\text{KN/m}^2)$).

Cette méthode s'applique aux éléments fléchis remplissant les conditions suivantes :

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport comprises entre 0.8 et 1.25.
- Fissuration est peu préjudiciable.

Exemple de calcul :

A LELU : (plancher terrasse inaccessible) :

- $Q=1\text{KN/m}^2$
- $G=6,31 \text{ KN/m}^2$
- $Q= 1\text{KN/m}^2$; $2G=12,62 \text{ KN/m}^2$

$$1\text{KN/m}^2 < 12,62 \text{ KN/m}^2$$

$$1\text{KN/m}^2 < 5 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

- Les moments d'inertie des sections des différentes travées sont constantesC.V

$$\text{Portée : } 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \text{ d'où } 0,8 \leq \frac{5}{5} \leq 1,25 \dots \dots \dots \text{cv}$$

- Les fissurations sont considérées comme peu préjudiciable.....C.V

Donc toutes les conditions sont vérifiées pour appliquer la méthode forfaitaire

Calcul des sollicitations :

Plancher terrasse inaccessible (type 3)

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2.$$

$$G = 6,31 \text{ KN/m}^2.$$

➤ ELU

$$q_u = [(1,35G + 1,5Q)] \times 0,65$$

$$q_u = [(1,35(6,31) + 1,5(1))] \times 0,65$$

$$q_u = 6,51 \text{ kn/m}^2.$$

Travée AB :

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = 20,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1} = \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0)$$

$$M_{t2} \geq \frac{(12 + 0,3\alpha)}{2} M_0$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,13$$

- Moment en appui :

$$M_A = 0,2 M_0 = 0,2 \times 20,34 = 4,068 \text{ kn.m}$$

$$M_B = 0,2 M_0 = 0,2 \times 20,34 = 4,068 \text{ kn.m}$$

- Moment en travée :

$$M_{t1} = \frac{4068 + 4068}{2} \geq \max(1,05 \times 20,34 ; (1 + 0,3 \times 0,13) \times 20,34)$$

$$M_{t2} \geq \frac{(1,2+0,3 \times 0,13)}{2} \times 20,34$$

$$M_{t1} = 17,28 \text{ kn.m}$$

$$M_{t2} = 12,60 \text{ kn.m}$$

$$\text{On Prend } \rightarrow M_{t_{AB}} = \max (M_{t1} ; M_{t2}) = 17,28 \text{ kn.m}$$

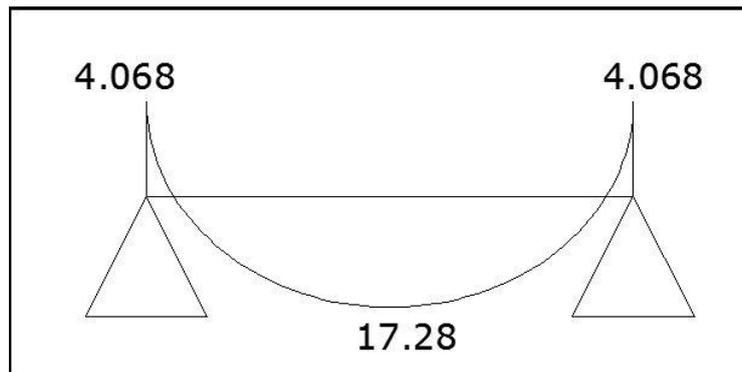


Figure 26 : diagramme de moment a Elu

▪ **ELS :**

$$q_s = (G+Q) \times 0,65$$

$$q_s = (6,31+1) \times 0,65$$

$$q_s = 4,75 \text{ kn/m}^2$$

$$M_0 = \frac{4,75 \times 25^2}{8} = 14,84 \text{ kn.m}$$

$$M_{t1} = \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1,05 M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0)$$

$$M_{t2} \geq \frac{(12+0,3\alpha)}{2} M_0$$

▪ **Moment en appui :**

$$M_A = 0,2 \times 14,84 = 2,96 \text{ KN .m}$$

$$M_B = 0,2 \times 14,84 = 2,96 \text{ KN .m}$$

- Moment en travée :

$$M_{t_1} = 12,62 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

$$M_{t_2} = 9,19 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

$$\text{On Prend} \rightarrow M_{t_{AB}} = \max(M_{t_1}; M_{t_2}) = 12,62 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

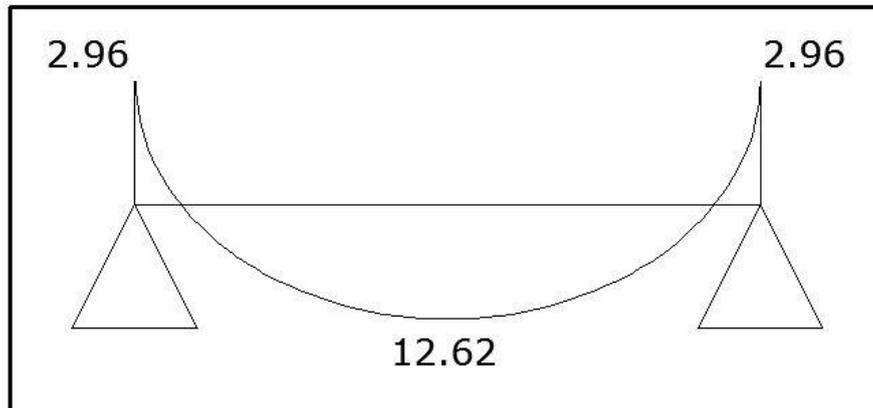


Figure 27: diagramme de moment à l'ELS

- Effort Tranchant :

Elu :

$$V_w = -2 \frac{Mw + Mt}{a}$$

$$V_e = 2 \frac{Mw + Mt}{b}$$

$$a = L \frac{1}{1 + \frac{\sqrt{Me + Mt}}{Mw + Mt}}$$

$$b = L \frac{1}{1 + \frac{\sqrt{Mw + Mt}}{Me + Mt}}$$

Elu :

$$a = 5 \frac{1}{1 + \frac{\sqrt{4,068+17,28}}{4,068+17,28}} = 2,5$$

$$b = 5 \frac{1}{1 + \frac{\sqrt{4,068+17,28}}{4,068+17,28}} = 2,5$$

$$V_w = -2 \frac{4,068+17,28}{2,5} = -1707 \text{KN}$$

$$V_e = 2 \frac{4,068+17,28}{2,5} = 17,07 \text{KN}$$

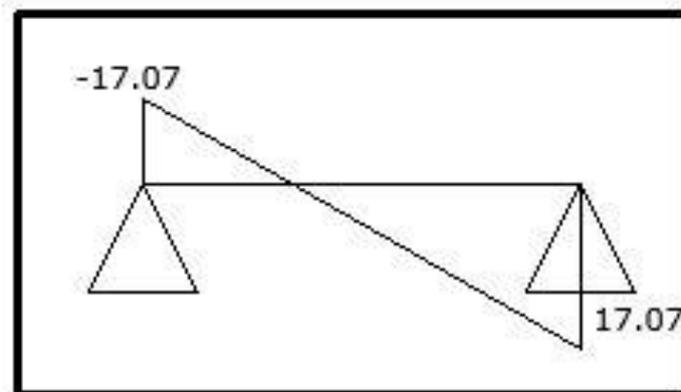


Figure 28 : diagramme de l'effort tranchant Elu

Els :

$$a = 5 \frac{1}{1 + \frac{\sqrt{2,096+12,62}}{2,096+12,62}} = 2,5$$

$$a = 5 \frac{1}{1 + \frac{\sqrt{2,096+12,62}}{2,096+12,62}} = 2,5$$

$$V_w = -2 \frac{2,096 + 12,62}{2,5} = -11,77 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \frac{2,096 + 12,62}{2,5} = 11,77 \text{ KN}$$

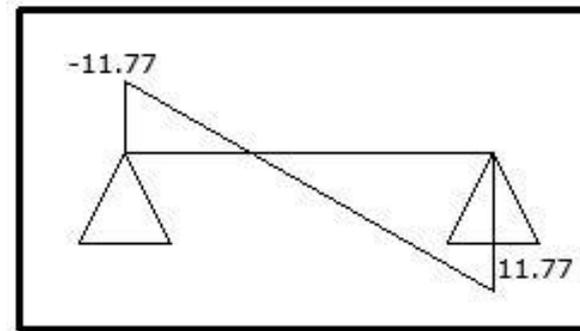


Figure29: diagramme de l'effort tranchant Els

➤ L'utilisation de logiciel SAP 2000 V 2014 :

Les résultats obtenus par ce logiciel sont représentés dans les schémas suivants :

Plancher étage courant poutrelle type 1



Figure 30 : diagramme de moment Etage courant Elu



Figure 31 : diagramme de moment étage courant Els

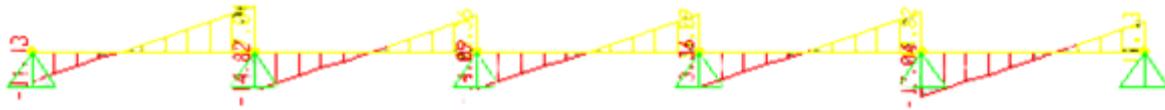


Figure 32 : diagramme de l'effort tranchant Etage courant Elu

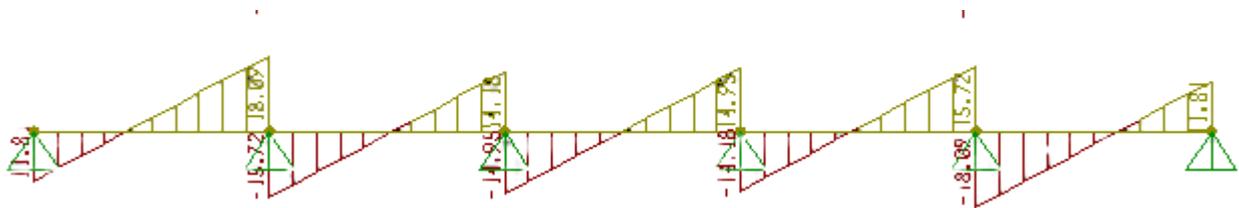


Figure 33 : diagramme de l'effort tranchant Etage courant Els

➤ **Ferraillage des poutrelle :**

Tableau : ferraillage des poutrelles

Terrasse et Etage courant	Armature principale	Armature transversale
En travée	2T10	2φ5
En appui	3T12	

▪ **L'ancrage des armatures :**

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau} = 0,6 \times \varnothing_s \times f_{t28}$$

$$\bar{\tau} = 2,823 \text{ Mpa} \quad (\varnothing_s = 1,5 ; \text{pour l'acier HA})$$

$$L_s = 1 \frac{400}{4 \times 2,835} = 35,30 \text{ cm} > b = 30 \text{ cm (largeur de poutre)}$$

on adoptera un Encrage courbe :

Encrage courbe pour des barres tendues : La condition pour assurer l'ancrage est la suivante :

$$L_1 + 2,56.L_3 \geq L_s - 3,92.r$$

r : rayon de courbure minimal

*Pour les barres HA, FeE400 :

La longueur de la partie hors du crochet :

$$L = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35,3 = 14,12 \text{ cm}$$

$$L_1 = L - 3,5.\emptyset = 14,12 - 3,5 \times 1 = 10,62 \text{ cm}$$

$$L_3 = 6.\emptyset = 6 \times 1 = 6 \text{ cm}$$

$$\text{HA} \rightarrow r = 5,5 .\emptyset = 5,5 \text{ cm}$$

$$L_1 + 2,56.L_3 \geq L_s - 3,92.r$$

$$26 \text{ cm} > 13,74 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv.}$$

➤ Ferrailage de dalle de compression :

3. D'après le règlement CBA :

La dalle de compression a une épaisseur de 5 cm armée par treillis soudés de diamètre $\emptyset 6$ mm dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

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

Soit : A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=60$ cm).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles.

$F_e=235$ MPa quadrillage de T.S.TIE 235.

$$A_1 = \frac{4L_1}{F_e} = \frac{4 \times 65}{235} = A_1 = 1,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_2 = \frac{200}{F_e} = \frac{200}{235} = A_2 = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend :

$$A_1 = 5\varphi_6 = 241 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 4\varphi_6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}^2$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression on adopte un treillis soudé $\varphi_6 \times 20 \times 20$

Calcul de l'escalier : (4 volée)

-Pré dimensionnement de l'escalier

- **Calcul du nombre de marches et contre marches**

Volée 1 : $n=7$ contre marches ; donc $m=n-1=6$ marches. ($h=17$ cm ; $G=30$ cm)

Volée 2 : $n=7$ contre marches ; donc $m=n-1=6$ marches. ($h=18$ cm ; $G=30$ cm)

Volée 3 : $n=7$ contre marches ; donc $m=n-1=6$ marches. ($h=17$ cm ; $G=30$ cm)

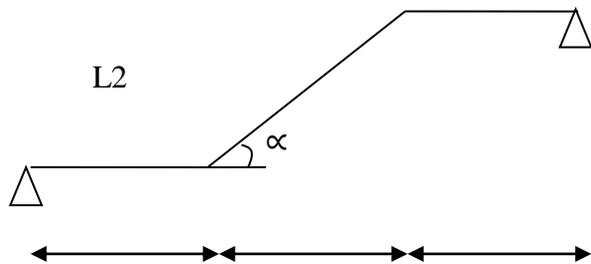
Volée 4 : $n=7$ contre marches ; donc $m=n-1=6$ marches. ($h=17$ cm ; $G=30$ cm)

Vérification de la relation de BLONDEL

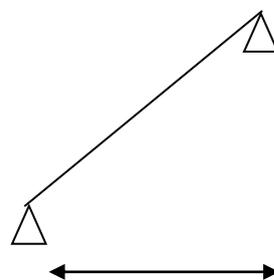
Pour : $h=17\text{ cm}$ \longrightarrow $59 \leq 2h + g = 64 \leq 66\text{ cm}$ condition vérifiée.

Nous allons étudier 02 volées comme représenté dans les schémas suivantes :

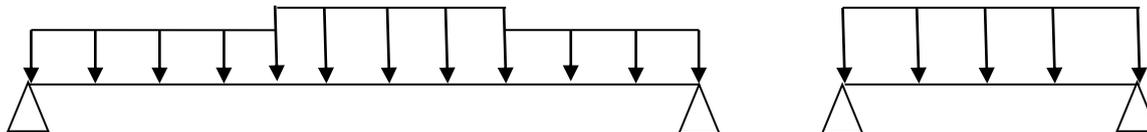
Volée 1 et 3



Volée 2 et 4



On prend la même épaisseur pour le palier $E_p = 15\text{cm}$



Les efforts sont tirez à l'aide de logiciel SAP2000 pour faciliter la tâche de calcul manuel des efforts

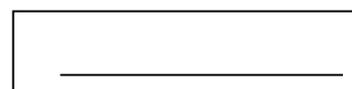
Moment en KN.m	En travée		Aux appuis	
	Elu	Els	Elu	Els
	24,39	17,27	19,31	13,97

-Calcul du ferrailage à l'ELU:

❖ **Aux appuis :**

$$M_u^a = 19,31 \text{ KN.m}$$

- Armature principales :



$$\mu = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19,31 \times 10^5}{100 \times (13^2) \times 14,2 \times 10^2} = 0,08 < \mu_l = 0,392$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,08 \quad \Longrightarrow \quad : \beta = 0,958$$

$$A_{st} = \frac{Mu^a}{\beta Xd \times f_e / \gamma_s} = \frac{19,31 \times 10^5}{0,958 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 4,46 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA12 /ml = 5,65cm²**; avec un espacement de St =20cm.

- Armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,46}{4} = 1,12 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5 HA8 /ml = 2,51 cm²**; avec un espacement de St =20cm.

❖ **En travée** : $M_u^t = 24,39 \text{ KN.m}$

- Armature principales :

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{24,39 \times 10^5}{100 \times (13^2) \times 14,2 \times 10^2} = 0,102 < \mu_l = 0,392$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,102 \quad \Longrightarrow \quad : \beta = 0,946$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta Xd \times f_e / \gamma_s} = \frac{24,39 \times 10^5}{0,946 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 5,70 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **6 HA12 /ml = 6,79cm²**; avec un espacement de St =15cm.

- Armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,70}{4} = 1,425 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5 HA8 /ml = 2,51 cm²** ; avec un espacement de St =20cm.

➤ **Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité : [art A.4.2.1 /BAEL 99]**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée

- En travées : $A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée

Espacement des barres [art A.8.2, 42 / BAEL]

Armatures principales :

$$St \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = \min \{45, 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm}$$

- Appui: $St = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ condition vérifiée
- Travée: $St = 15 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$condition vérifiée

Armatures de répartition :

$$St \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = \min \{60, 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$$

- Appui: $St = 20 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$condition vérifiée
- Travée: $St = 20 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$condition vérifiée

- **Ancrage des barres : [art A.6.1.221 /BAEL 99]**

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage d'après l'article (**Art A.6.1.253 BAEL99**).

$$l_c = 0.4l_s \Rightarrow l_c = 0.4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

1. Etat limite d'ouverture des fissures : La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.
2. Etat limite de résistance du béton à la compression :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 d A_s}, K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

• **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,435 \Rightarrow \beta_1 = 0,909 \Rightarrow \alpha = 0,273 \Rightarrow K = 0,025$$

$$M_a = 13,97 \text{ KN.m} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{13,97 \times 10^6}{0,909 \times 130 \times 5,65 \times 10^2} = 209,61 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 209,61 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,025 \times 209,61 = 5,24 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

• **En travée :**

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 6.79}{100 \times 13} = 0,522 \implies \beta_1 = 0,892 \implies \alpha = 0,324 \implies K = 0,032$$

$$M_t = 17,27 \text{ KN.m} \implies \sigma_{st} = \frac{17,27 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 6,79 \times 10^2} = 219,34 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 219,34 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,032 \times 219,34 = 7,02 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

	Armature principale	Armature de répartition
En travée	6HA12/ml = 6,79 cm² avec e=15cm	5HA8/ml = 2,51cm² avec e=20cm
Aux appuis	5HA12/ml = 5,65 cm² avec e=15cm	5HA8/ml = 2,51cm² avec e=20cm

➤ Etude poutre palier :

D'après la condition de non fragilité :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \rightarrow 32 \leq h \leq 48$$

On prend : h = 35cm b = 35cm

Selon le RPA 99 :

b ≥ 20 cmcv

h ≥ 30 cm cv

h / B ≤ 4 cv

la section de poutre palier (35 × 35)cm²

- Evaluation des charges :

Charge permanente : $G = 4,87 \text{kn/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 4 \text{KN /ml}$

➤ **Ferraillage poutre palier :**

- En travée :

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{17,27 \cdot 10^3}{0,30 \times 0,27 \times 14,17} = 0,012 < 0,18 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,025$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,99$$

Section d'acier :

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta b \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad (\sigma_{st} = \frac{f_e}{1,15})$$

$$A = \frac{17,27 \times 10^{-3}}{0,99 \times 0,27 \times 348} = 1,810^{-4} \text{m}^2 \quad A_t = 1,8 \text{cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,35 \times 0,27 \times \frac{2,1}{400} = 0,11 \text{cm}^2$$

$A > A_{\min}$ on adopte $A \rightarrow$ soit $3T14 = 4,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Le R.P.A 99 V 2003 exige que :

$$\text{ARPA} = 0,5\% \times b \times h = 0,005 \times 0,35 \times 0,4$$

$$\text{ARPA} = 7 \text{ cm}^2$$

- En appui :

$$\mu = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{19,31 \cdot 10^3}{0,35 \times 0,27 \times 14,17} = 0,014 < 0,18 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,025$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,99$$

Section d'acier :

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta b \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \left(\sigma_{st} = \frac{f_e}{1,15} \right)$$

$$A_{st} = \frac{19,31 \times 10^{-3}}{0,99 \times 0,26 \times 348} = 2,110^{-4} \text{ m}^2 \quad A_t = 2,1 \text{ cm}^2$$

- Condition non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,35 \times 0,27 \times \frac{2,1}{400} = 0,11 \text{ cm}^2$$

Le R.P.A 99 V 2003 exige que :

$$ARPA = 0,5\% \times b \times h = 0,005 \times 0,35 \times 0,4$$

$$ARPA = 7 \text{ cm}^2$$

on en appui et en travée : $4,62 + 462 > ARPA = 7 \text{ cm}^2$

$A > A_{\min}$ on adopte $A \rightarrow$ soit $3T14 = 4,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

➤ Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément de protection entourant la terrasse du bâtiment, elle est considérée comme une console verticale, encastrée au niveau du plancher terrasse, plancher terrasse, il est soumis à un effort normal due à son poids propre G , et à une surcharge due à une main courante P . Il sera donc calculé en flexion composée.

Sa hauteur est de 80 cm, son épaisseur est de 10 cm. La console sera calculée à la flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

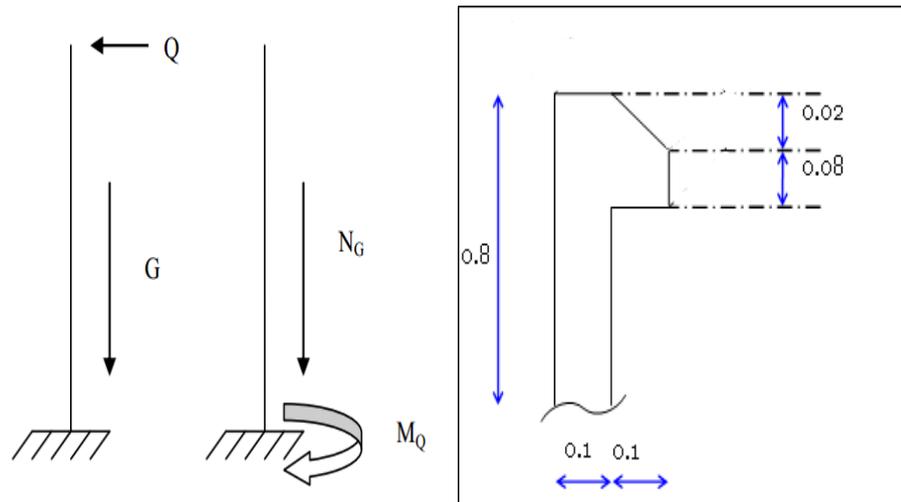


Figure 34 : schéma statique d'acrotère

▪ Ferrailage de l'acrotère

Les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section d'armatures pour la zone comprimée (soit : $A_{s'}=A_s$).

Surface d'acrotère :

$$S = (0,8 \times 0,1) + (0,08 \times 0,1) + (0,02 \times \frac{0,1}{2}) = 0,089 \text{ m}^2$$

$$S = 0,089 \text{ m}^2$$

- D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = 25 \times 0,089 = 2,22 \text{ kN/m}$$

- Le poids de revêtement (**e p = 2 cm**) :

$$G_2 = G = (0,089 \times 25) + [(0,8 + 0,1 + 0,7 + 0,1 + 0,08 + 0,251) \times 0,02 \times 20]$$

$$G_2 = 0,068$$

$$G = G_1 + G_2$$

$$G = 2,28$$

- **Vérification au séisme :**

Calcul de force horizontale :

D'après RPA :

$$F_p = \mu \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

$$A = 0,15 \text{ (zone IIa : groupe 2) .}$$

$$C_p = 0,8$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,28 = 1,09 \text{ kN/ml}$$

- **ELU :**

- **Calcul des sollicitations**

$$N_u = 1,35 W_p$$

$$N_u = 1,35 \times 2,28 = 3,078 \text{ kN}$$

- **Moment fléchissant :**

$$M_u = 1,5 \cdot F_p \cdot h$$

$$M_u = 1,5 \times 1,09 \times 0,8 = 1,30 \text{ KN.m}$$

Calcul des excentricités :

-excentricité du 1^{er} ordre e_1 :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$$

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

$$e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ cm} \\ \frac{L}{250} \rightarrow \frac{80}{250} = 0,32 \end{array} \right.$$

$$e_a = 2$$

$$e_a = 1.30/3.078 + 0,02 = 0,44 \text{ m}$$

*Elancement géométrique

l_f : la longueur de flambement.

$$L_f = 2.L = 2 \times 0,8 = 1,6 \text{ m}$$

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 :

$$e_2 = \frac{3l_f}{10^4 h} (2 + (\alpha\varphi))$$

e_2 : L'excentricité due aux effets de second ordre liée à la déformation de la structure.

$$\alpha = \frac{MG}{MG + MQ} = \frac{WP}{WP + FP} = \frac{2,28}{2,28 + 1,09} = 0,676$$

φ : Le rapport de déformation finale due au fluage de la déformation instantanée

$\varphi = 2$ (rapport de déformation finale)

h : La hauteur totale de la section dans la direction du flambement

$$e_2 = \frac{3(1,6)^2}{10^4 \cdot 0,1} (2 + (0,676 \times 2)) = 0,032 \text{ m}$$

- **Sollicitations ultimes corrigées pour le calcul en flexion composée**

$$N_u = 3,078 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \cdot (e_1 + e_2) = 3,078(0,44 + 0,032)$$

$$M_u = 1,45 \text{ KN.m}$$

$$T_{u \max} = 1,5 \cdot Q = 1,5 \times 1$$

$$T_{u \max} = 1,50 \text{ KN}$$

$$e_0 = e_1 + e_2 = 0,44 + 0,032 = 0,47 \text{ m}$$

▪ **Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendues**

$$e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,47 + \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,51$$

▪ **ELS :**

$$Q_h = \max(15Q ; F_p) = \max(15 ; 1,09)$$

$$M_{ser} = Q_h \times h \quad \rightarrow \quad 1,5 \times 0,8 = 1,2$$

$$e_{0ser} = \frac{1,2}{2,28} = 0,52$$

$$e_A = e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,52 + \left(0,09 - 0,1/2\right) = 0,51 \text{ m} = 50 \text{ cm}$$

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

- *Calcul des sections des aciers :*

ELU :

Calcul des sections des aciers :

$$\mu = \frac{Mu}{b d \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{130 \cdot 10^{-3}}{1(0,09)^2 \cdot 14,17} = 0,011$$

$$\mu = 0,011 < 0,186 \text{ Pivot A .}$$

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

$$\alpha = 0,025$$

$$\beta = 0,99 \quad \longrightarrow \quad A_{st} \geq \frac{1,30 \cdot 10^{-3}}{0,99 \times 0,09 \times 348} = 0,47$$

Condition de non fragilité :

$$A = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$A = 0,23 \cdot 100 \cdot 9 \cdot 2,1 / 400 = 1,08 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{\min}$$

On adopte une section d'armature : soit $A = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

Armature de réparation :

$$\text{▪ } A_r = \frac{A_{st}}{4} \longrightarrow \frac{2,04}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'armature : soit $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

L'espacement :

$$A_{\min} \rightarrow S_t = \min (3.h ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t = \min (24 ; 33)$$

$$S_t = 25 \text{ cm.} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Contrainte de cisaillement :**

$$T_{u \max} = 1,5.Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1,5}{100.0,9}$$

$$\tau_u = 0,016 \text{ Mpa.}$$

D'après CBA :

- Fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_u = \min \left(0,2 \times \frac{f_{t28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right)$$

$$\tau_u = \min \left(0,2 \times \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ Mpa} \right)$$

$$\tau_u = \min (3,33 ; 5)$$

$$\tau_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u > \tau_u \dots \dots \dots \text{C.V}$$

- **Vérification à ELS :**

Les éléments de notre bâtiment sont soumis à des fissurations peu préjudiciables et par

conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton :

à l'état de compression de béton :

Chapitre III

$$A' = 0$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25$$

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

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

$$D = \frac{10}{100} \times (2,01 + 0)$$

$$D = 0,20 \text{ cm.}$$

$$E = \frac{20}{100} (2,01 + 0)$$

$$E = \frac{20}{100} \times (A u \cdot d + A' u \cdot d')$$

$$E = \frac{20}{100} (2,01 + 0)$$

$$E = 3,61 \text{ cm}^2$$

$$Y = -0,20 - \sqrt{0,20^2 + 3,61}$$

$$Y = 2,11 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} y^3 + 15 \cdot A u (d - y)^2 + 15 A u (y_1 - d)$$

$$I = \frac{100}{3} (2,11)^3 + 15 \cdot 2,01 (9 - 2,11)^2 + 0$$

$$I = 1744,28 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1,2 \times 10^2}{1744,28} \cdot 2,11 = 0,14 \text{ KN/cm}^2 = 1,4 \text{ (N/mm}^2)$$

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

CHAPITRE 4

ETUDE SESMEQUE DE LA STRUCTURE

1.Introduction :

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristique les plus défavorable des réponses sismique et le dimensionnement des éléments de résistance afin d'obtenir une sécurité jugé satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

Les forces d'origine sismique agissant sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur de génie parasismique ,connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces ,le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages par un comportement essentiellement ductile de la structure face à un séisme modéré ,relativement fréquent, permettant de limiter les dommages sans effondrement .

2.Modélisation de la structure étudiée :

La modélisation par éléments finis de la structure est la phase cruciale de l'étude.

Elle permet de discrétiser et de simuler le comportement de la structure sous action statique et Dynamique .le logiciel SAP 2000 sera utilisé.

3.Logiciel de calcul : SAP 2000

SAP 2000 est un logiciel de calcul des structures d'ingénieur particulièrement adapté aux ouvrages de génie civil. C'est un logiciel qui permet le calcul des efforts internes dans une structure, et qui utilise le principe des éléments finis. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des efforts statiques et dynamiques avec des compléments de vérification des structures en béton armé, charpente métallique. Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement de la structure, etc....) De façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles .

4. Les étapes de modélisation :

Première étape

La Première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser

Choix des unités :

Il faut choisir un système d'unités pour la saisie de données dans SAP 2000. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m-C comme unités de base pour les forces et déplacement



Figure 35 : *Changement d'unité. Géométrie de base*

Dans le menu en haut de l'écran on sélectionne File puis New model cette option permet de créer rapidement un modèle 3 régulier en utilisant des exemples de structures prédéfinis dans la base de données.

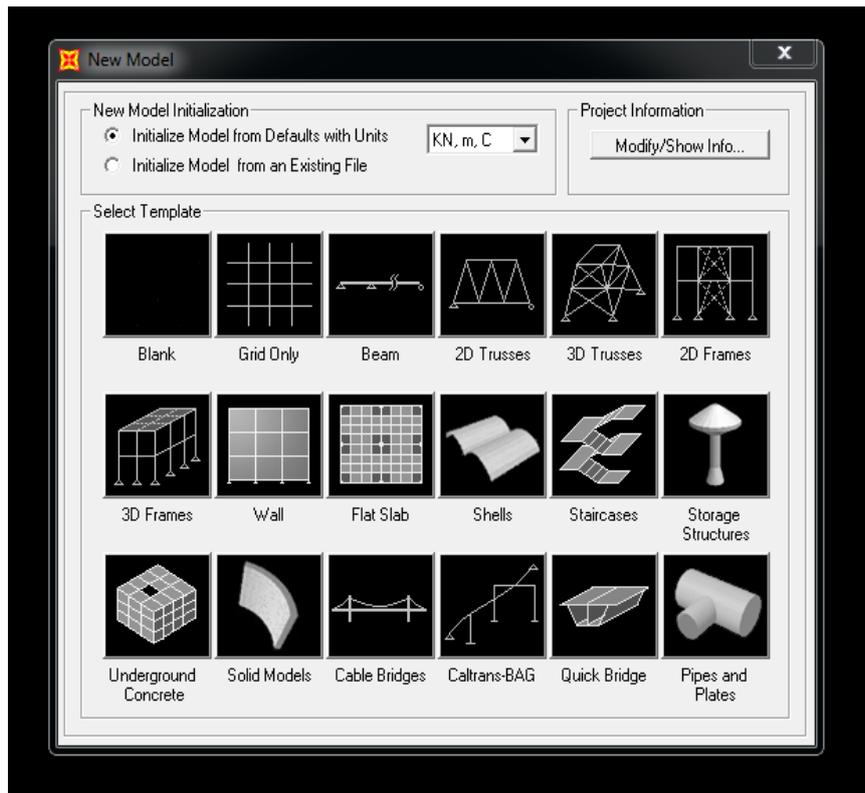


Figure 36: New model

Pour notre construction on choisit la deuxième icône dans la première ligne Grid Only, dans

la boîte de dialogue qui apparait on aura à spécifier :

Number of Grid lines

Grid Spacing : (Distance entre les axe)

- First Grid location
- Ok

Pour définir les matériels (Béton, Acier) par :

Define

Materials

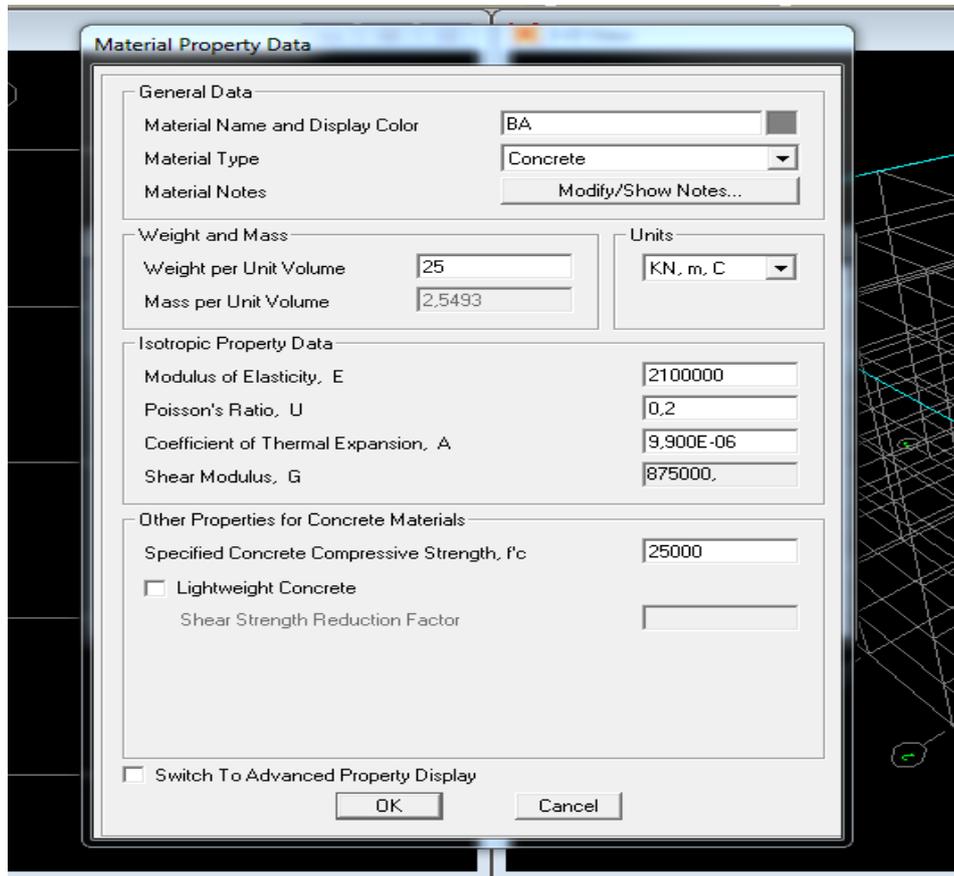


Figure 37: Material Property Data (Béton)

. définir les Section

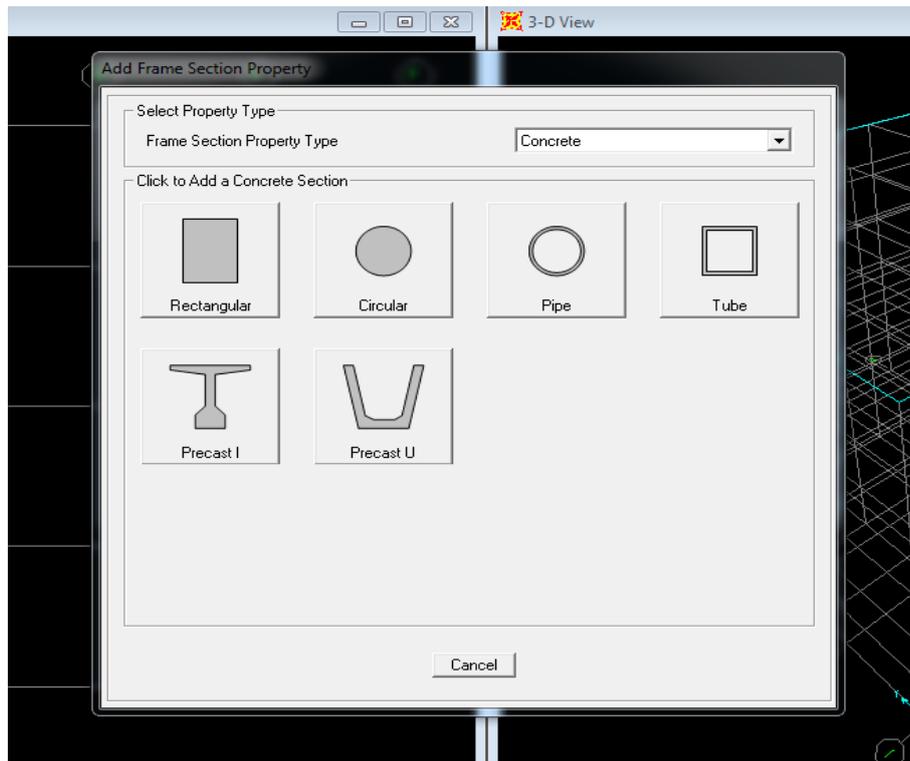


Figure 38: Add Frame section Property

Définir la section poutres :

Exemple : poutre (30*45) Cm²

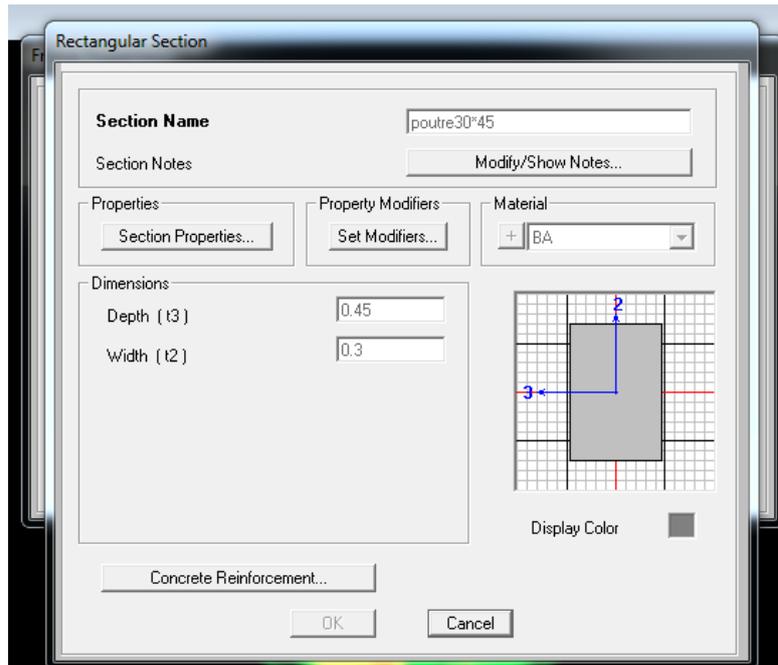


Figure 39 : Rectangular section

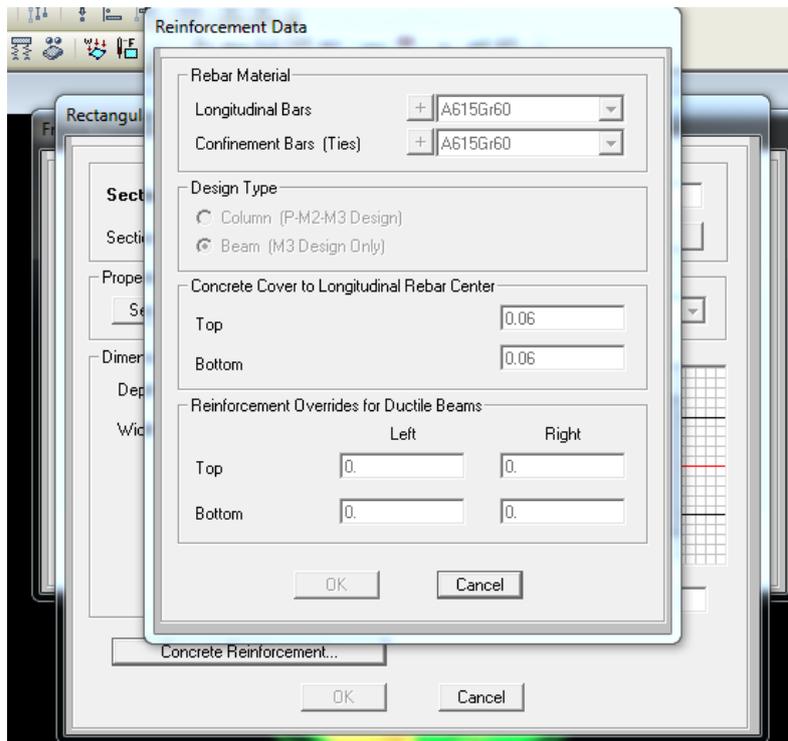


Figure 40 : Reinforcement Data

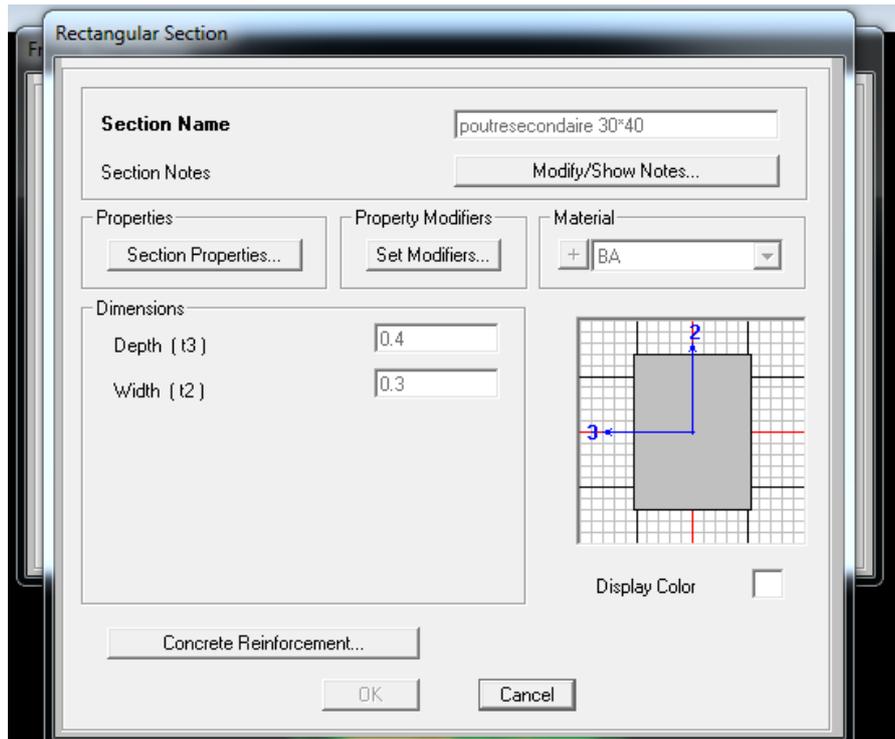


Figure 41 : Rectangular section

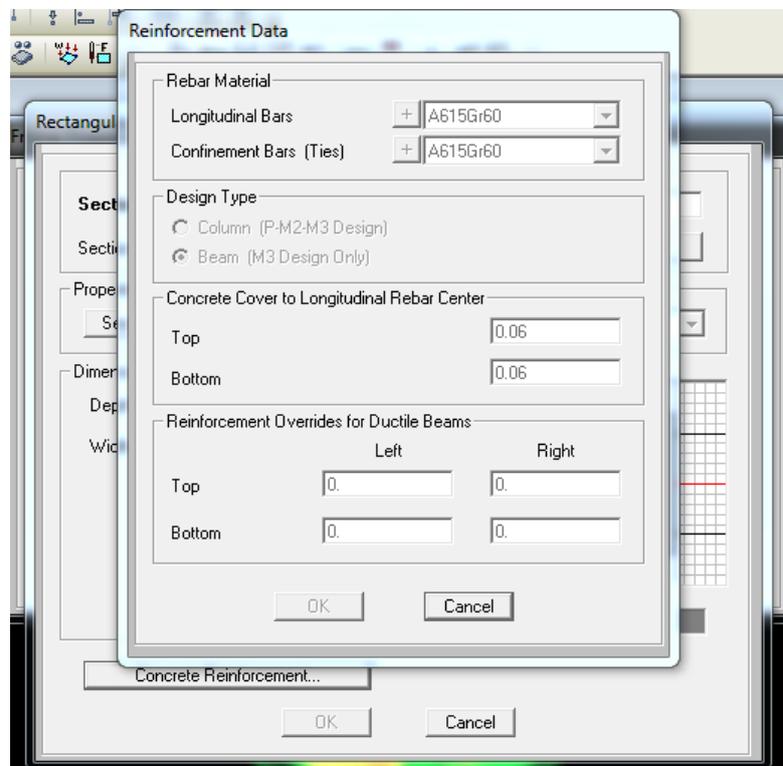


Figure 42 : Reinforcement Data

. Pour définir la section poteau : (Circulaire, Rectangulaire)

Poteau (50 *50) cm²

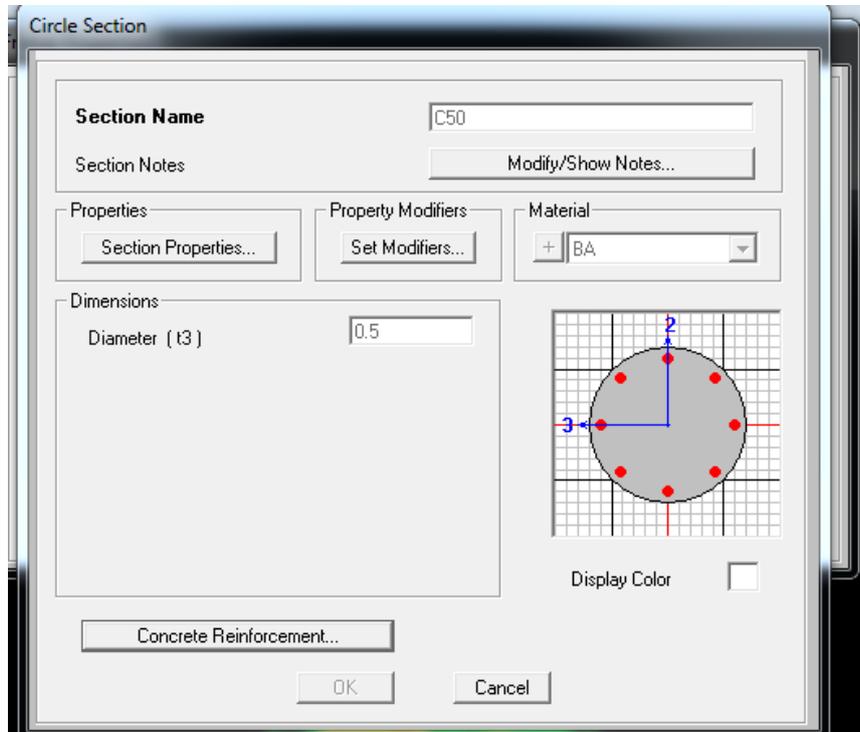


Figure 43 : Circulaire section

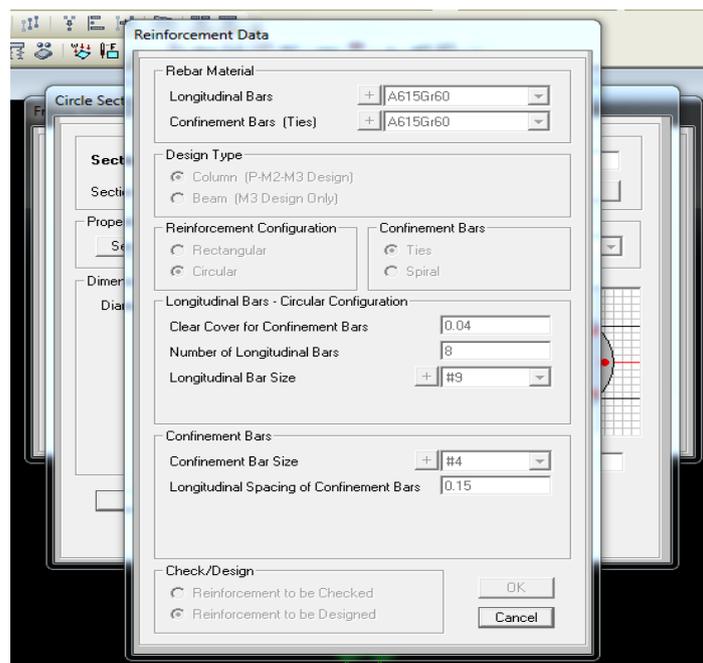


Figure 44 : Reinforcement Data

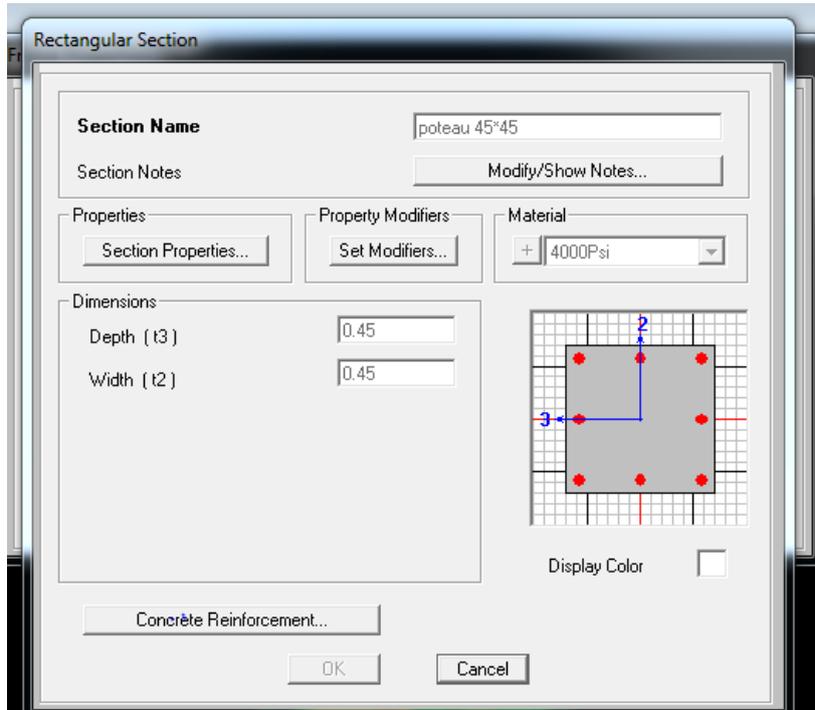


Figure 45 : Rectangular section

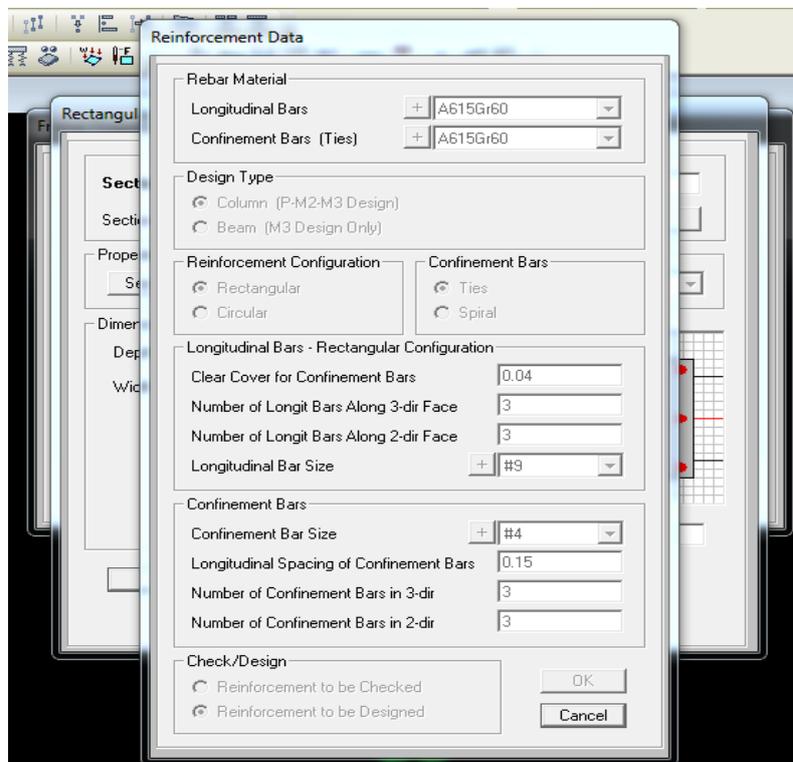


Figure 46 : Reinforcement Data

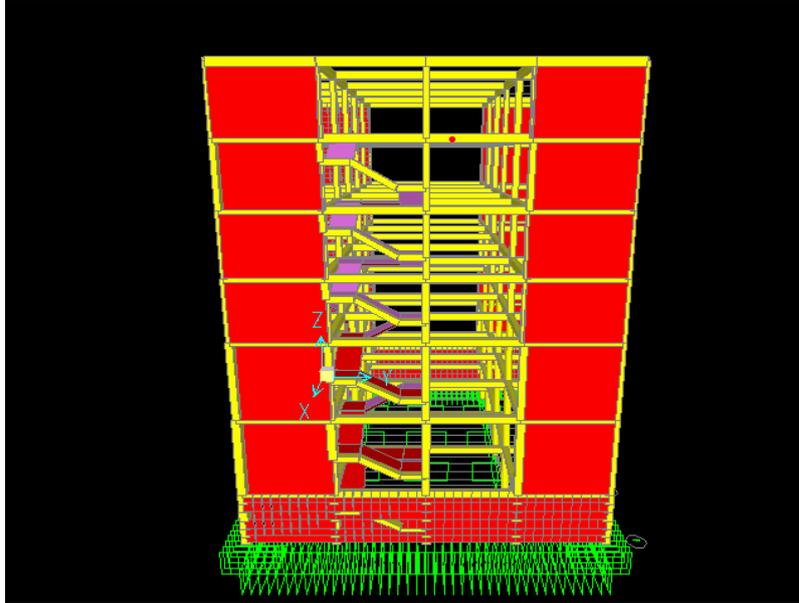
Modalisation des éléments structuraux :

Figure 47 : modélisation Escalier avec les voile

5.Présentation de Méthode de calcul :**❖ Méthode statique équivalente :**

Dans cette méthode, les actions sismiques réelles qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Les effets de ces forces sont considérés équivalents à ceux provoqués par mouvement du sol dans une direction quelconque.

Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur

➤ Domaine d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans la condition suivante :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait la Irrégularité en plan et régulier en élévation avec une hauteur au plus égale à 30m en zones II

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant outre la condition de hauteur suivante :

Dans le cas le bâtiment implantée on zone IIa et le groupe d'usage 2 il faut que la hauteur ne dépasse pas 5 niveaux au 17m.

6.Méthode d'analyse modale spectacle :

□ Coefficient d'accélération A :

Zone IIa, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya d'ain temouchent et [RPA 99 Version 2003 Tableau 4.1] on obtient : $A=0,15$

Groupe	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Coefficient de comportement global de la structure R :

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

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : $R=4$.

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 :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 Pq$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Facteur de qualité (Q) : Critique « q »	Pénalité "Pq".	
	Observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement.	/	0
Redondance en plan.	/	0
Régularité en plan.	/	0
Régularité en élévation	0	/
Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	/	0.1

7.Pénalité correspondante au critère

$$Q = 1 + (0 + 0,05 + 0,1) = 1,15$$

Calcul de la force sismique totale : (suivant RPA99Version2003)

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

suivante:

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot WT$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q : facteur de qualité.
- R : coefficient de comportement.
- WT : poids total de la structure.

□□Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure(T). **Période T1 et T2 du site considérée S3 :**

$$D \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{0.3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

➤ Période T1 et T2 du site considérée S3 :

[D'après le tableau 4.7RPA 99 Version 2003] :

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

- η : Facteur de correction d'amortissement donné par le formule : $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$
 $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. [Tableau 4.2RPA 99 Version 2003] $\Rightarrow \xi = 7\%$

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Donc $\eta = \sqrt{7/(2+7)} = 0.88 > 0,7$

- T : la période fondamentale de la structure:

$$T_{1(\text{calculer})} = C_T h_N^{3/4} \quad (4.6).$$

- h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau:
 $h_N = 28.85\text{m}$.
- C_T : coefficient, fonction de système de contreventement, du type de
- remplissage et donné par le [tableau (4.6)RPA 9Version 2003]

$$\Rightarrow C_T = 0.050$$

$$\Rightarrow T_{1(\text{calculer})} = 0.050 (28.85)^{3/4} = 0.625\text{s}.$$

Et comme " C_T " le cas $n^0=03$ dans le tableau, on peut utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \quad (4.7) .$$

où " D " est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction considérée.

$$D_x = 25\text{m} \Rightarrow T_x(\text{estimé}) = 0.5229 \text{ s}.$$

$$D_y = 20\text{m} \Rightarrow T_y = 0.5846 \text{ s}.$$

Dans ce cas de figure il ya lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) (4.7).

Donc on prend :

$$T_{2X} = 0.5229s \quad \text{et} \quad T_{3Y} = 0.5846s.$$

$$T_{2X} = 0.50s < T_{2X} = 0.5229 < 3.0s \quad \Rightarrow D_X = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T_{2X}} \right)^{2/3} = 2.135s$$

$$T_{2Y} = 0.50s < T_{2Y} = 0.5846 < 3.0s \quad \Rightarrow D_Y = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T_{2Y}} \right)^{2/3} = 1.982s$$

$$T = \min (T_1 ; T_2 ; T_3) \rightarrow (0,625 ; 0,5229 ; 0,5846)$$

Spectre de réponse de calcul :

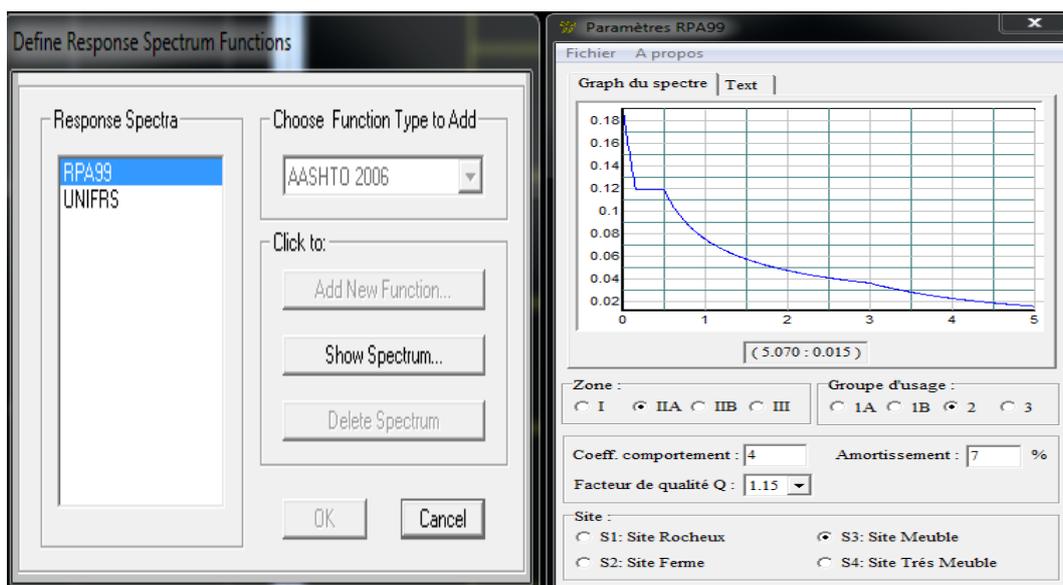


Figure 48: Spectre de réponse

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA 99V2003).

$$(S_a/g) = \begin{cases} 1,25A [1 + (T/T_1) (2,5\eta (Q/R) - 1)] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta (1,25A) (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{3/5} (Q/R) & T \geq 3s \end{cases}$$

T : Période fondamentale de la structure.

S_a /g : Accélération spectrale.

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

8. Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

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

$$ELS = G + Q$$

$$G + Q \pm E (x,y) .$$

$$0,8G \pm E (x,y)$$

G: charges permanentes.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales (E_x ; E_y).

Modélisation

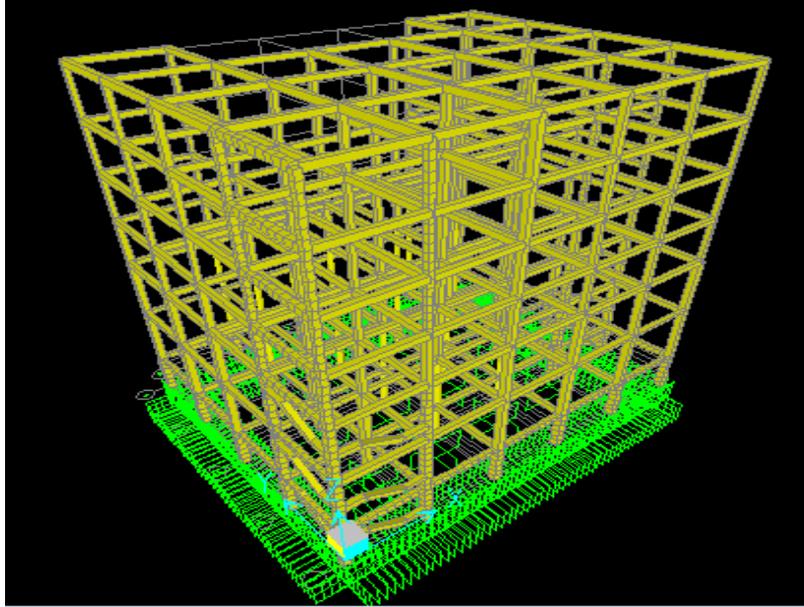


Figure 49 : Modèle en 3D sans voile

Les dispositions des voiles :

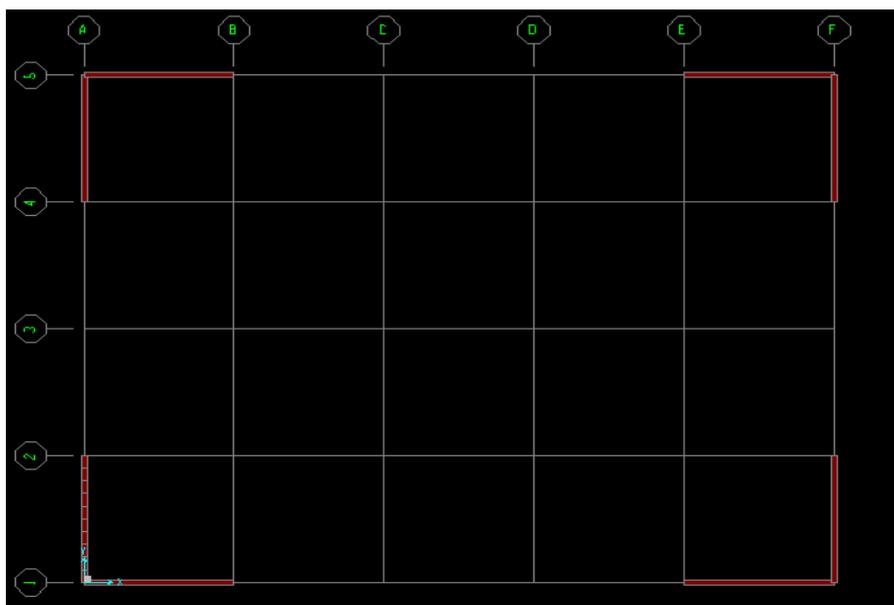


Figure 50 : la Disposition des voiles

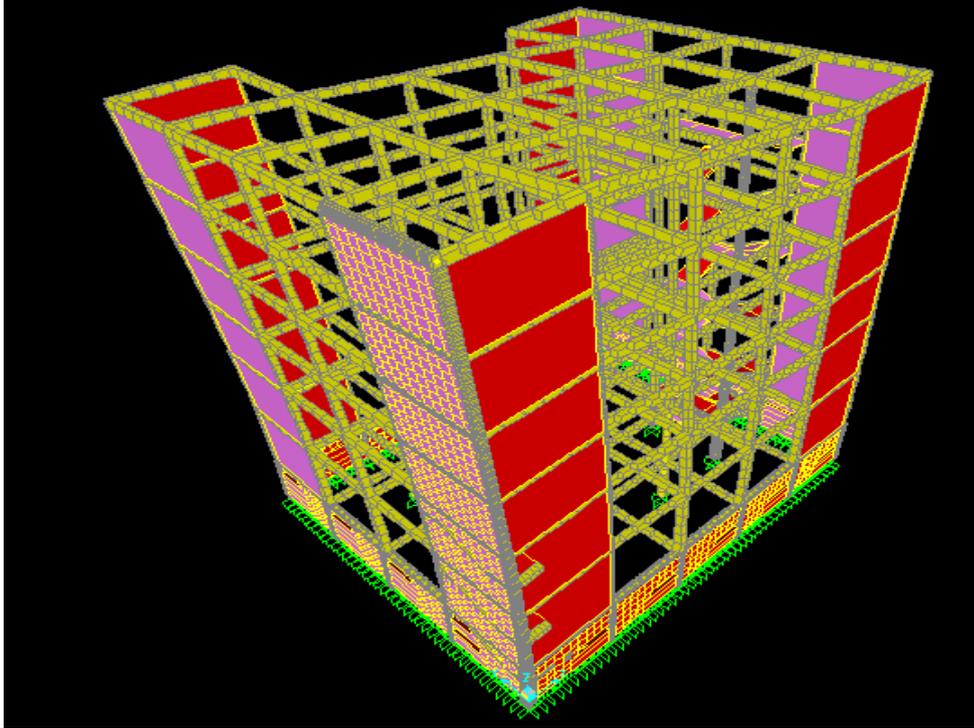


Figure 51 : Modèle en 3D avec voile

Tableau : Périodes et facteurs de participation modale (SAP2000Version 2014)

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless											
MODAL	Mode	1	0.507	0.54691	0.00177	2.2E-06	0.547	0.002	2.2E-06	0.00205	0.50704	0.14153	0.002	0.507	0.142
MODAL	Mode	2	0.485	0.00175	0.55365	2.4E-05	0.549	0.555	2.6E-05	0.63767	0.00202	0.20205	0.64	0.509	0.344
MODAL	Mode	3	0.285	0.00041	0.00144	5.9E-05	0.549	0.557	8.5E-05	0.00187	0.00014	0.20169	0.642	0.509	0.545
MODAL	Mode	4	0.135	6.3E-05	0.0001	0.29803	0.549	0.557	0.29811	0.05133	0.09312	0.0002	0.693	0.602	0.545
MODAL	Mode	5	0.13	0.0016	0.00121	0.00028	0.551	0.558	0.29839	0.00081	0.03353	0.00229	0.694	0.636	0.548
MODAL	Mode	40	0.033	0.00159	0.00282	0.00091	0.841	0.848	0.5269	1.7E-05	3.1E-05	0.00886	0.788	0.81	0.81
MODAL	Mode	41	0.026	0.00038	0.02148	2.5E-06	0.842	0.869	0.52691	0.00071	4.8E-05	0.00771	0.788	0.81	0.817
MODAL	Mode	42	0.026	0.01738	0.00104	5.3E-05	0.859	0.87	0.52696	9.3E-05	0.00088	0.00677	0.789	0.811	0.824
MODAL	Mode	43	0.022	0.00118	0.10318	4.5E-07	0.86	0.973	0.52696	0.00148	2.7E-06	0.03577	0.79	0.811	0.86
MODAL	Mode	50	0.004	0.01177	0.00366	4.7E-05	0.994	0.995	0.52741	4.7E-05	6.1E-05	0.00746	0.79	0.814	0.927

9. Le poids total de la structure :

Selon le **RPA99V2003** il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction des charges d'exploitation d'après le tableau (4.5 RPA99v2003)

W : poids total de la structure.

$$W = W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le **tableau 4.5 du RPA 99 /V 2003**, pour notre structure (Bibliothèque) : $\beta = 1$

$$W_T = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} .$$

$$W_{Gi} = 309938 \text{ t}$$

$$W_{Qi} = 1005 \text{ t}$$

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le logiciel **SAP2000 Version 2014**.

$$W_{i=1} = 40104,38 \text{ Kn}$$

➤ **Vérifications réglementaires :**

Période fondamentale théorique RPA Art 4.2.4 :

D'après le RPA99v2003 ; la valeur de T calculés ne doit pas dépasser 30% de celle estimée à partir des formules empiriques.

La période fondamentale obtenue numériquement, (logiciel SAP2000 Version 2014), est égale à :

$$T_{1(\text{CALCULER})} \leq 1,30 T_{\text{Tes}} \rightarrow 0,625 \text{ s} \leq 1,30 \times 0,5229 \text{ s} = 0,679 \text{ s} \quad \text{CV}$$

Résultante des forces sismique :

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

$$V = \frac{ADQ}{R} W_t$$

$$V_x = \frac{015213115}{4} \times 4010438 = 3692,48$$

$$V_y = \frac{0151982115}{4} \times 4010438 = 3427,87$$

	Ex	Ey
Vdynamique (KN)	3037 ,65	3116 ,65
Vstatique (KN)	3776,03	3488,72
0,8 Vstatique (KN)	3020,824	2790 ,97
0,8 Vstatique < Vstatique	cv	cv

10.Vérification spécifique sous sollicitations normales :

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité condition suivante :

$$\vartheta = \frac{Nd}{Bc f_{c28}} \leq 0,30$$

Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton.

Bc : est l'air (section brute) du poteau.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (f_{c28} = 25 MPa).

Tableau : Vérification des poteaux sous sollicitation normale.

Poteaux	Nd	a	b	Bc	F _{C28}	V	Observation
Sous sol	1746	50	50	2500	25	0,27	Cv
RDC	1444	45	45	2025	25	0,28	Cv
1ere	1131	40	40	1600	25	0,28	Cv
2ere	816	35	35	1225	25	0,26	Cv
3ere	533	30	30	900	25	0,23	Cv
4ere	494	30	30	900	25	0,21	Cv
5ere	211	30	30	900	25	0,09	cv

11.Vérification de déplacement :

❖ **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

❖ Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 5.9)** Les effets du **2° ordre** (ou effet **P- Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

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

PK : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

VK : Effort tranchant d'étage au niveau "k".

K : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

HK : Hauteur de l'étage « k »

Tableau : Vérification des déplacements des étages et l'effet P- Δ dans le sens x-x et y-y

Plancher	δ_k		ΔK		P- Δ 0,1 he		Vérification
	δ_{kx}	δ_{ky}	ΔK_X	ΔK_Y	Sens x-x	Sens y-y	
1	0,0084	0,0093	0,0084	0,0093	3,40	3,40	cv
2	0,12	0,12	0,11	0,11	4,93	4,93	cv
3	0,30	0,29	0,18	0,17	4,76	4,76	cv
4	0,47	0,45	0,17	0,16	3,74	3,74	cv
5	0,66	0,63	0,19	0,18	3,74	3,74	cv
6	0,86	0,81	0,20	0,18	3,74	3,74	cv
7	1	1	0,14	0,19	3,74	3,74	cv

12. Conclusion :

Par suite des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

CHAPITRE 5

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTUREAUX

1.Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé et le règlement parasismique algérien (CBA 93, et BAEL99, RPA version 2003).

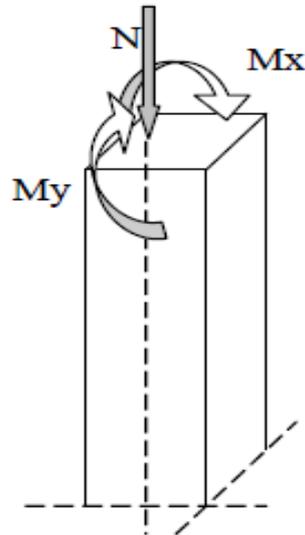
2.Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, le ferraillage se fera en flexion composée et les armatures seront déterminées sous les couples de sollicitations suivantes :

$$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$$

$$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$$

$$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$$



L'effort normal de calcul est un effort global due aux charges verticales, pour ferrailer les poteaux. On choisit les poteaux les plus sollicités et on adoptera le ferrailage trouvé pour les poteaux similaires.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

❖ **Combinaisons spécifiques de calcul :**

Le poteau soumis à l'effort normal maximum et le moment qui lui correspond.

- Combinaisons fondamentales : D'après le **CBA 93**
- **$1,35G+1,5Q$ (ELU).**
- **$G+Q$(ELS).**
- Combinaisons accidentelles : D'après le **RPA 99 V2003**
- **$G+Q+ 1,2E(x,y)$**

3. Calcul des armatures longitudinales :

Pour le calcul d'une section soumise à la flexion composée, 3 cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).
- Section partiellement comprimée (SPC).

Ferraillage minimum d'après le CBA93

Condition de non fragilité :

$$A_{cnf} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_o - 0,45 \times d}{e_o - 0,18 \times d}$$

Tableau12: des moments et efforts tranchent des poteaux

Poteaux	ELU				ELA				ELS			
	NMAX	Mco r	MAX	Ncor	Nmax	Mco r	Mmax	Ncor	N _{MAX}	Mco r	M _{MAX}	Nco r
	Kn	Kn	Kn	Kn	Kn	Kn	Kn	Kn	Kn	Kn	Kn	Kn
S-S	2301,63	0,72	1973,02	24,12	1746,97	1,91	1582,57	19 ,05	1646,1	0,51	1414,51	17,2
RDC	1912,30	1,76	996,03	61,98	1444,36	13,24	763,91	50,03	1368,81	1,26	715,22	43,97
1	1520,15	4,89	183,40	79,65	113,15	16,83	137,55	67,93	1089,36	3,48	130,64	56,59
2	1131,91	2,55	574,30	74 ,33	816,47	13,03	350,27	79,29	812,70	1,83	413,63	52,73
3	736,18	0,96	419,76	50,89	533,67	18,07	119,35	60,78	531,09	0,72	303,97	36,18

4	683,54	8,35	349,39	51,22	494,02	23,74	311,18	65,17	491,89	5,96	252,13	36,28
5	228,22	0,68	147,18	77,99	211,52	19,39	114,13	69,82	210,59	0,50	107,60	56,26

❖ **Recommandation du RPA 99/version 2003 :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Le pourcentage minimum est de 0.8% (zone II).
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II)
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- $h' = \text{Max}(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$

❖ Armatures transversales :

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

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho_a v_u}{h_1 f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a = 2.5$ Si l'élancement géométrique ≥ 5 .

$\rho_a = 3.75$ Si l'élancement géométrique < 5 .

$F_e = 400$ Mpa.

t : Espacement des armatures transversales :

➤ Dans la zone nodale :

$$t \leq \min (10\phi , 15\text{cm}) \quad \text{en zone IIa}$$

➤ Dans la zone courante :

$$t' \leq 15\phi \quad \text{en zone IIa}$$

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures minimale (A_t/b_1t %) est donnée par :

$$0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$0.8\% \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Par interpolation si $3 < \lambda_g < 5$

Avec :

$$\lambda_g = l_f/a \text{ ou } l_f/b \text{ avec } a \text{ et } b, \text{ les dimensions de la section du poteau.}$$

▪ **Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU :**

❖ **Calcul du centre de pression :**

$$e_u = \frac{Mu}{Nu}$$

-N étant un effort de compression, deux cas peuvent se présenter :

- Section partiellement comprimée (SPC)

- Section entièrement comprimée (SEC)

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$e_u > \left(\frac{h}{2} - c \right) \quad Nu(d - c') - M_f \leq (0,33h - 0,81c) bh^2 f_{bu}$$

avec :

$$M_f = Mu + Nu \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

M_f : Moment fictif.

▪ **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

Si : $\mu \leq \mu_1 = 0,392$la section est simplement armée.

$$\mu \rightarrow \beta \quad A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

▪ La section réelle d'armature est :

$$A_s = A_f - \frac{Nu}{\sigma_s}$$

Si : $\mu \geq \mu_1 = 0,392$la section est doublement armée.

Et on calculi :

$$M_r = \mu_1 bd^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad ; \quad A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

La section réelle d'armature : $A_s' = A'$; $A_s = A_f - \frac{Nu}{\sigma_s}$

❖ **Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$Nu(d-c') - M_f > (0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

Si : $(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu} < Nu(d - c') - M_f < (0,5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu}$

- Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{N - 100\psi bh f_{bu}}{100\sigma_s} ; \quad A_2 = 0$$

Avec :

$$\psi = \frac{0,3571 + \frac{Nu(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bu}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

si : $Nu(d - c') - M_f \geq (0,5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu}$

- Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{Mf - (d - 0,5h) bh f_{bu}}{(d - c') \sigma_s}; \quad A_2 = \frac{N - Bf_{bu}}{\sigma_s} - A_1$$

Si : $e_u = \frac{Mu}{Nu} = 0$ (excentricité nulle \approx compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera :

$$A = \frac{Nu - Bf_{bu}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

Note :

Le ferrailage des poteaux se fera par zone, selon la section des poteaux car il est possible d'adopter le même ferrailage pour certains niveaux.

-Calcul à l'ELU : exemple d'un poteau 50x50

$$Nu = 2301,63 \text{ KN} \quad \text{et} \quad Mu = 0,72 \text{ KN.m}$$

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = 0,0003 < \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0,22 \dots \dots \dots \text{ SEC}$$

- Vérification de la 1ère condition :

$$(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu} < Nu (d - c') - M_f < (0,5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu}$$

$$Nu (d - c') - M_f < (0,5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Avec : $M_f = Mu + Nu (\frac{h}{2} - c) = 507,08 \text{ KN.m}$

- Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{N - 100 \psi bh f_{bu}}{100 \sigma_s} \quad ; \quad A_2 = 0 \quad \text{avec :} \quad \psi = \frac{0,3571 + \frac{Nu(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bu}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}} = 1,16$$

$$A_1 = \frac{N - 100 \psi bh f_{bu}}{100 \sigma_s} = -52,19 \text{ cm}^2 \approx \approx 0$$

Les armatures longitudinales : la zone sismique II a $A_{\min}^{rpa} = 0,8 \% bh$

Tableaux 13: ferrailage les armature longitudinal

<i>Niveaux</i>	La section (cm ²)		A_{\min}^{RPA}	$A_{calculée}$	$A_{adoptée}$
	<i>b (cm)</i>	<i>h (cm)</i>	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
<i>S-S</i>	50	50	20	4	12 T16 = 20,11
	Diamètre	50	15,71	6,3	12 T16 = 20,11
<i>RDC</i>	45	45	16,2	3,6	12 T16 = 20,11
	Diamètre	45	12,72	5,7	12 T16 = 20,11
<i>Etage 1</i>	40	40	12,8	3,2	4 T14 + 4 T16 = 14,19
	Diamètre	40	10,05	5	4 T14 + 4 T16 = 14,19
<i>Etage 2</i>	35	35	9,8	2,8	8 T14 = 12,36
<i>Etage 3à5</i>	30	30	5,65	2,4	8 T14 = 12,36

Les armatures transversales : Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$

Tableaux 14: Calcul les armature Transversal

<i>Niveaux</i>	La section (cm ²)		$\Phi_{l_{min}}$ (cm)	l_0 (cm)	λ_g	V_u (KN)	$t_{zone\ nodale}$ (cm)	$t_{zone\ courante}$ (cm)
	<i>b (cm)</i>	<i>h (cm)</i>						
<i>Sous- sol</i>	50	50	1,4	340,0	6,80	10,44	10	15
	Diamètre	50	1,4	340,0				
<i>RDC</i>	45	45	1,4	493,0	10,96	28,32	10	15
	Diamètre	45	1,4	493,0				
<i>étage 1</i>	40	40	1,4	476,0	11,90	31,81	10	15
	Diamètre	40	1,4	374,0				
<i>étage 2</i>	35	35	1,4	374,0	10,69	36,69	10	15
<i>étage 3à5</i>	30	30	1,4	374,0	12,47	41,38	10	15

Tableaux15: ferrailage les armatures Transversal

<i>Niveaux</i>	La section (cm ²)		ρ_a	A_t (cm ²)	A_t^{\min} (cm ²)	$A_t^{\text{optée}}$ Nombre de barres (cm ²)
	<i>b (cm)</i>	<i>h (cm)</i>				
<i>Sous- sol</i>	50	50	2,5	0,20	1,50	6 T8 = 3.02
	Diamètre	50	3,75	0,89	1,35	6 T8 = 3.02
<i>RDC</i>	45	45	2,5	0,59	1,35	6 T8 = 3.02
	Diamètre	45	3,75	1,12	1,20	6 T8 = 3.02
<i>etage1</i>	40	40	2,5	0,75	1,20	4 T8 = 2,01
	Diamètre	40	3,75	1,47	1,05	4 T8 = 2,01
<i>etage 2</i>	35	35	2,5	0,75	1,20	4 T8 = 2,01

<i>etage 3à5</i>	30	30	2,5	1,29	0,90	4 T8 = 2,01
------------------	----	----	-----	------	------	-------------

❖ **Poutre principal :**

Ferraillage des poutres principales :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du CBA93, on se rapportera aussi au RPA 99 modifié 2003 pour la vérification.

Les combinaisons d'action sont les suivantes

La combinaison fondamentale :

- $1,35 G + 1,5Q$ « ELU »

Combinaisons accidentelles RPA 99V2003 :

- $G + Q \pm E$.
- $0,8 \times G \pm E$.

Tableaux 16: les moments maximums à ELU et ELS ,ELA

Type de poutre	En travée			En appui			Effort
	Elu	Ela	Els	Elu	Ela	Els	V (KN)
Poutre principale							
Etage courante	101,92	112,93	72,26	216 ,91	182,71	154,56	200,21
Terrasse	71,41	54,64	52,13	176,69	151,24	127,70	152,49

- Les armatures longitudinales :

Tableaux 17 : Calcul les armature longitudinal

<i>Niveaux</i>	Type de poutre	La section (cm ²)		$A_{travée}^{cal}$	A_{appui}^{cal}	A_{min}	$A_{travée}^{optée}$	$A_{appui}^{optée}$
		<i>b (cm)</i>	<i>h (cm)</i>	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
Etage courante	P.Prin	30	45	7,4	17,70	6,75	8,01	18,1
Terrasse		30	45	5,1	13,80	6,75	6,88	15,45

Tableaux 18 : ferrailage de poutre Principale en travée et en appui

Niveaux	Type de poutre	La section (cm ²)		Nombre de barres			
				En travée		En appui	
		<i>b (cm)</i>	<i>h (cm)</i>	filantes	chapeaux	filantes	chapeaux
Etage courante	P.Prin	30	45	3 T14	3 T12	3 T16	6 T16
Terrasse		30	45	3 T14	2T12	3 T16	3T20

❖ Poutre secondaire :

Tableaux 19: Les moments maximums à ELU et correspondants à ELS et Ela

Type de poutre	En travée			En appui			Effort
	Elu	Ela	Els	Elu	Ela	Els	
Poutre secondaire							V (KN)
Etage courante	52,57	107,09	37,18	68,77	74,05	49,45	111,62
Terrasse	36,48	37,26	25,89	60,93	70,96	43,82	29,41

- Les armatures longitudinales :

Tableaux 20 : calcule les armatures longitudinal

Niveaux	Type de poutre	La section (cm ²)		$A_{travée}^{cal}$	A_{appui}^{cal}	A_{min}	$A_{travée}^{optée}$	$A_{appui}^{optée}$
		<i>b (cm)</i>	<i>h (cm)</i>	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
Etage courante	P. Second	30	40	7,7	5,60	6,00	8,01	6,88
Terrasse		30	40	2,9	5,00	6,00	6,88	6,88

Tableaux 21: ferrailage de poutre secondaire en travée et en appui

Niveaux	Type de poutre	La section (cm ²)		Nombre de barres			
				En travée		En appui	
		<i>b (cm)</i>	<i>h (cm)</i>	filantes	chapeaux	Filantes	chapeaux

Etage courante	P.Secon	30	40	3 T14	3 T12	3 T14	2T12
Terrasse		30	40	3 T14	2T12	3 T14	2T12

- **Les armatures transversales :**

Tableaux 22 : Calcule les armature transversales

<i>Niveaux</i>	Type de poutre	La section (cm ²)		$t_{zone\ nodale}$	$t_{zone\ courante}$	$A_t^{optée}$ Nombre de barres
		<i>b (cm)</i>	<i>h (cm)</i>	(cm)	(cm)	(cm ²)
Poutre	P.Prin	30	45	10	15	4 T8 = 2.01
	P.Second	30	40	10	15	4 T8 = 2.01

Etude de Voiles :

Les sollicitations appliquées sur les voiles sont dues aux charges permanentes, surcharges d'exploitation et aux forces sismiques.

Ces forces provoquent des efforts normaux, des efforts tranchant et des moments fléchissant.

Donc le calcul des sections d'armatures se fera en flexion composée

Calcul des voiles :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le R.P.A.99V2003 :

Pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :

Globalement dans la section du voile 0.15%.

En zone courante 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales : $S \leq \min (15 a ; 30 \text{ cm})$.

Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

$40 \Phi \Rightarrow$ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

$20 \Phi \Rightarrow$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons d'actions

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, à la flexion composée sous un effort normal de compression (N) et un moment de flexion (M) .

$1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots ELU$

$G+Q \dots\dots\dots ELS.$

$G+Q \pm E.$

$0.8G \pm E.$

On distingue **3 cas** :

1er cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: 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)

$A_{min} = 0,15.a.L.$

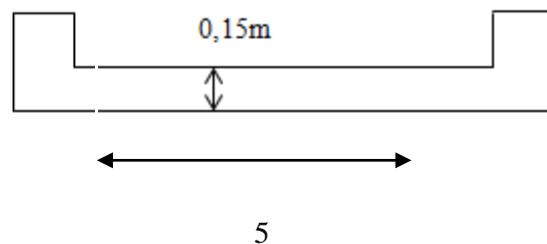
2eme cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée" On calcul 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 .

3eme cas:

Si (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

**Armatures verticales :**

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton. Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

➤ Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposées vers l'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

❖ Ferrailage des voiles :

Tableaux 23 : Les résultats des efforts normaux ; tranchants et moments fléchissant

Effort	ELU	ELA	ELS	Vmax
Ncorr	1116,13	1559,22	811,01	30,84
Mmax	10,65	8,38	7,55	

$$A = (5 \times 0,20) = 1 \text{ m}^2.$$

$$V = 2,5 \text{ m.}$$

$$N = 1116,13 \text{ KN.}$$

$$M = 10,65 \text{ KN.m.}$$

$$T=30,84\text{KN.}$$

$$I = 1,99\text{m}^4$$

Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{1116,1310^3}{1} + \frac{10,65110^3 \cdot 2,5}{1,99} \quad \sigma_1 = 1,29\text{MPA}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{MV}{I} \quad \rightarrow \quad \sigma_2 = 1,103\text{Mpa}$$

On a la section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue » alors la zone

courante est armée par le minimum exigé par le **R.P.A 99 (version 2003)**.

Calcul des armatures verticales :

On calcule le ferrailage pour un bond (L=1 m).

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)** on à :

$$A_{\text{min}} = 0,15 \cdot a \cdot L = 0,15 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le diamètre :

$$D \leq 1/10 .a$$

$$D \leq 1/ 10 200 = 20\text{mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$.

l'espacement :

*selon le **C.B.A 93** , on à :

$$S_t \leq \min (2a ; 33 \text{ cm}).$$

$$S_t \leq \min (40 ; 33 \text{ cm}).$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}.$$

* selon le **R.P.A 99 (version 2003)** on à:

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

$$S_t \leq \min (30 ; 30 \text{ cm}).$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}.$$

Donc : $S_t \leq \min \{S_{TRPA} ; S_{Tcba} \}$.

On adopte un espacement de 15cm.

Le choix de la section des armatures verticales est $8T12 = 9,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Calcul des armatures horizontales :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit $8T12 = 9,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$. avec un espacement de 20 cm.

Calcul des armatures transversales :

D'après le BAEL 99, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins ;

on prend donc 4φ 6 par m².

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b \leq 0,05 f_{c28}.$$

$$\tau_b = \frac{T}{a l}$$

a : épaisseur de voile.

L : longueur de voile.

$$\tau_b = \frac{30,84 \cdot 10^3}{0,15 \cdot 5} = 0,04$$

$$\tau_b = 0,04 < 1,25 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- **Armature vertical:**

- les arrête, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués

conformément aux règles de béton armé en vigueur.

-la distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser

deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 99, et ne doit pas dépasser 1,5 de

l'épaisseur du mur ni 30cm selon le **R.P.A 99 (version 2003)**.

-A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur

1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 c

- ❖ **Armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les

ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément

aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min (1,5a; 30 \text{ cm})$

-le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de

l'épaisseur du voile.

❖ Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

▪ Voile du sous-sol « mur de soutènement » :

Les voiles périphériques de sous-sol constituant l'infrastructure sont calculés des hourdis continus, sous l'action du terrain, ces hourdis prenant appui sur les planchers de sous-sol et poteaux en saillie de ses murs.

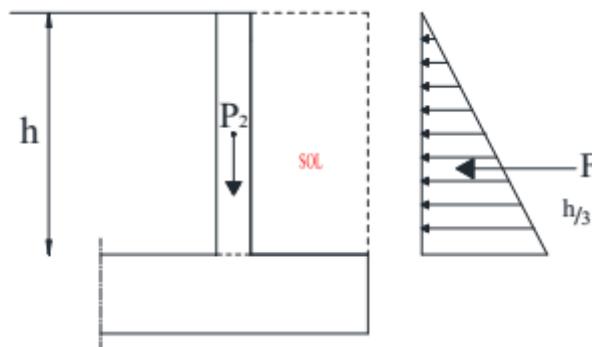
Paramètre de calcul :

Figure 52 : Charges appliquées sur le voile sous-sol.

❖ Charges et surcharges :

P1 : poids propre de terres.

P2 : poids propre de la dalle.

F : force horizontale due à la poussée de terres.

Q : force horizontale due a la surcharge.

béton :

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

$$\gamma = 25\text{KN/m}^3.$$

acier :

L'acier utilisé est de classe HA400 ; $f_e=400\text{MPa}$.

Fissuration très préjudiciable.

Une surcharge $q=1,5\text{KN/m}^2$.

$$e = 15\text{cm}.$$

$$F_p = 1/2 K_a \cdot \gamma \cdot h^2$$

$$\gamma = 19 \text{ KN/m}^3.$$

$$h = 5 \text{ m}.$$

$$\varphi = 30$$

$$K_a = \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,57 .$$

$$Q' = K_a \cdot Q = 0,57 \times 1,5 = 0,85 \text{KN/m}^2.$$

$$F_p = 1/2 \times 0,57 \times 19 \times 5^2 = 135,75 \text{ KN/m}^2.$$

Efforts dans le voile :

$$\rho = \frac{LX}{LY} = \frac{5}{5} = 1 > 0,4$$

Donc ; panneau port dans les 2 sens

calcule des armatures :

Combinaison de charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 185 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 137,25 \text{ KN/m}^2.$$

Sollicitation :

$$\rho = \frac{LX}{LY} = \frac{5}{5} = 1 > 0,4$$

Donc ; dalle travaille suivant les deux sens.

ELU :

$$\rho \text{ D'après le tableau} \quad \rightarrow \quad \mu_x = 0,0621$$

$$\mu_y = 0,5105$$

lx :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0621 \times 185 \times 25 = 287,21 \text{ KN.m}$$

Ly :

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,5105 \times 287,21 = 146,62 \text{ KN.m .}$$

ELS :

ρ D'après le tableau $\rightarrow \mu_x = 0,0684$

$$\mu_y = 0,6447$$

lx :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,0684 \times 1372,52 \times 25 = 235,15 \text{ KN.m}$$

Ly :

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,6447 \times 235,15 = 151,60 \text{ KN.m .}$$

❖ Moment dans la dalle :

▪ Travée :

$$M_{utx} : 0,75 \cdot M_{ox} = 176,36 \text{ KN.m}$$

$$M_{uty} : 0,75 \cdot M_{oy} = 113,7 \text{ KN.m}$$

- Appuis :

$$M_{uax} = 0,5 M_{ox} = 117,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{uay} = 0,5 M_{oy} = 75,8 \text{ KN.m}$$

Calcul de ferrailage :

- En travée :

Sens (xx) :

$$U_u = \frac{M_{tx}}{bd\sigma_{bc}} = \frac{176,36 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18 \times 14,17} = 0,06 < 0,18 \quad \text{donc : } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u}) = 0,08$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,96$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{176,36 \times 10^{-3}}{0,96 \times 0,18 \times 348} = 2,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens (yy) :

$$U_u = \frac{M_{ty}}{bd\sigma_{bc}} = \frac{113,7 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18 \times 14,17} = 0,044 < 0,18 \quad \text{donc : } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u}) = 0,062$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,97$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{113,710^{-3}}{0,95 \times 0,18 \times 348} = 1,91 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Armature minimal :

$$A_{min} = 0,2\% b h$$

$$A_{min} = 0,2\% (100 \times 15) = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- En appui :

Sens (xx) :

$$U_u = \frac{Mu_{ax}}{bd \sigma_{bc}} = \frac{117,57 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18 \times 14,17} = 0,04 < 0,18 \quad \text{donc : } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u}) = 0,62$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,97$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{117,57 \times 10^{-3}}{0,97 \times 0,18 \times 348} = 1,95 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens (yy) :

$$U_u = \frac{M_{ty}}{bd \sigma_{st}} = \frac{75,8 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18 \times 14,17} = 0,029 < 0,18 \quad \text{donc : } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u}) = 0,037$$

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

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{75,810^{-3}}{0,98 \times 0,18 \times 348} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Armature minimal :

$$A_{min} = 0,2\% b h$$

$$A_{min} = 0,2\% (100 \times 15) = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix d'acier : ($E_p = 15 \text{ cm}$)

Ferrailage vertical et horizontal sous-sol jusqu' 5eme étage = 7T12

❖ **Vérification à ELS :**

❖ **En travée :**

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

$$\gamma = \frac{Mu}{M_s} = \gamma = \frac{176,36}{176,36} = 1$$

$$M_{st} = 0,75 M_{ox} = 0,75 \times 235,15 = 176,36 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Donc : } \alpha \leq \frac{1-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\alpha \leq 0,25$$

$$\alpha = 0,11 \leq 0,25 \dots\dots cv$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Les armatures calculées à l'ELU convient pour l'ELS.

❖ En appui :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100}$$

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \gamma = \frac{176,36}{117,75} = 1,49$$

$$Mst = 0, 5Mox = 0, 5 \times 235,15 = 117,75 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Donc : } \alpha \leq \frac{1,49-1}{2} + \frac{fc28}{100}$$

$$\alpha \leq 0,49$$

$$\alpha = 0,056 \leq 0,49 \dots\dots cv$$

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_{umax} = \frac{Vu}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_{max} = \frac{30,84 \cdot 10^3}{1 \times 0,18} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_{max} = 0,17 \text{ Mpa}$$

Selon **CBA 93** « **Article 5.1.2 .1** » ; Pour des Fissurations peu préjudiciables

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2}{\gamma} \times f_{t28}; 5 \text{ mpa} \right) = 3,33$$

$$\tau_{max} \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{cv}$$

CHAPITRE 6

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

1- INTRODUCTION :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposent sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des pieux).

ETUDE DU SOL

Dans l'étude d'un projet le choix et le calcul de fondation, ne peuvent pas se faire sans la connaissance détaillée du sol.

Vu l'importance de l'ouvrage à construire, une étude géotechnique globale du site réservé à la construction de ce projet a été réalisée.

La contrainte admissible peut être évaluée sur la base des essais au pénétromètre dynamique par application de la formule empirique

Conclusion

Aux regards obtenus des travaux in situ nous pouvons faire les conclusions et les recommandations suivantes

Le sol mis en évidence se caractérise par les formations suivantes

La contrainte du sol est de **1.50 bars** et les tassements absolus sous cette contrainte seront admissibles

Le sol de fondation est d'agressivité Modérée vis à vis du béton de l'infrastructure

1- Les fondations:

LE CHOIX DU TYPE DE FONDATION:

La fondation à réaliser doit être justifié par deux critères :

- la stabilité totale de l'ouvrage.
- l'économie dans la réalisation.

Pour notre cas, on a un sol ferme, on optera pour deux types de semelle (semelle isolée sous poteau et semelle filante sous voile).

A/ Etude des semelles isolées:

Selon le R.P.A99 version 2003 et BAEL l'étude des fondations se fait sous les sollicitations les plus défavorables.

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

$$\mathbf{G + Q \pm E}$$

$$\mathbf{0,8 G \pm E}$$

G+Q

Compte tenu de l'application à la résistance ultime du sol qu d'un coefficient de sécurité de 2.0.

Etapas de calcul :

Les semelles sont soumises à un effort normal et un moment fléchissant. Les dimensions du poteau étant a et b on se fixe les dimensions A et B de la semelle, quitte à les rectifier par la suite, il y a lieu de respecter

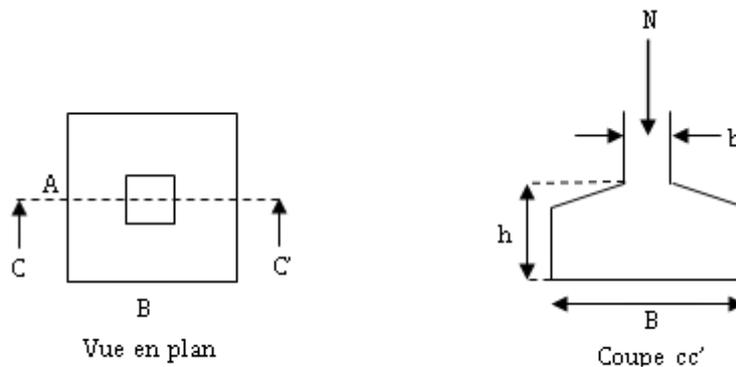
$(A/B = a/b)$

calcul e1 = M / N combinaison $G + Q \pm E$.

calcul e2 = M / N combinaison $0,8 G \pm E$.

calcul e3 = M / N combinaison $G + Q$

Calcul $A \leq A/6 \quad A \geq 6 .e .$



Vue d'une semelle isolée

❖ Calcul une semelle isolée

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$ on remplace la valeur de A et on trouve la valeur de B :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}}$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles isolée care l'entre axe minimal des poteau

Condition homothétique : $A/B = a/b$

Condition de rigidité - $ht \geq [(A-a)/4] + 5\text{cm}$

$$- ht \geq [(B-b)/4] + 5\text{cm}$$

Vérification des contraintes $\sigma_{1,2} \leq 1.33 \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma_{1,2} = (N/A.B).(1 \pm 6.e/A) \square$$

la condition de la vérification résistance $\sigma_{\text{moy}} = (3\sigma_1 + \sigma_2) / 4 \leq 1.33 \sigma_{\text{sol}}$

le diagramme est un trapèze ou un triangle

Pour appliquer la méthode de bielles, il faut vérifier :

1) $e = M/N \leq A/6$

2) $e = M/N \leq a/6$

3) semelle rigide $ht \geq [(A-a)/4] + 5\text{cm}$

Dans ce cas, on peut appliquer la méthode des bielles pour calculer le ferrailage

$$A_x = [Nu.(A-a)] / (8 \cdot dx \cdot \sigma_s) \text{ et } A_y = [Nu.(B-b)] / (8 \cdot dy \cdot \sigma_s) \text{ Sinon}$$

$$A_x/A = [N.(1+(3e/B)).(A-a)] / [8 \cdot \sigma_a \cdot (ht - d'')]$$

$$A_y/B = [N.(1+(3e/B)).(B-b)] / [8 \cdot \sigma_a \cdot (ht - d'')]$$

On étudie 2 types de semelle:

- sous poteau de rive

- Sous poteau central

Exemple de calcul

A) semelle sous poteau central

E.L.U.R

Tableau 24 : dimensionnement de la semelle Centrale :

Combinaison	M(KN.m)	N(KN)	e(m)	A(m)ado	B(m)	ht	Ht(m)ado
G+Q	0.51	1646.14	0.0003	3.31	3.31	0.75	0.8
G + Q ± E	0.72	2301.68	0.00031	3.91	3.91	0.902	0.95
0,8 G ± E	1.91	1746.97	0.001	3.41	3.41	0.78	0.8

On adopte **A = B = 4 m**

Tableau 25 :Vérification des contraintes :

Combinaison	M(KN.m)	N(KN)	e(m)	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	$1,33\sigma_s$ (Mpa)	$\sigma_1;\sigma_2 \leq$ $1,33\sigma_s$
1.35G+1.5Q	0.72	2301.68	0.00031	0.144	0.144	2	CV

Tableau 26 :Vérification de la condition de résistance:

Combinaison	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	σ_{moy} (Mpa)	$\sigma_{moy} \leq 1,33\sigma_s$	Type de diagramme
1.35G+1.5Q	0.144	0.144	0.144	Cv	Trapézoïdal

Tableau 27 :Vérification des conditions d'application la méthode des bielles :

Comb max	e (m)	a/6 (m)	A/6(m)	ht (m)	(A-a)/4(m)	e $\leq a/6$	e $\leq A/6$	ht $\geq (A-a)/4$.
1,35G+1,5Q	0.00031	0.083	0.67	0.95	0.875	cv	cv	cv

Donc la méthode des bielles est applicable.

Calcul le ferrailage des semelles :

Poids propre de la semelle :

- $V_1 = 4 * 4 * 0.40 * 25 = 160$ KN
- $V_2 = [h/6 \{ (A * B) + (A+a) * (B+b) + (a * b) \}] * 25 \leftrightarrow$
 $[0.45/6 \{ (4 * 4) + (4+0.5) * (4+0.5) + (0.5 * 0.5) \}] * 25 = 182.57$ KN
- $V = 160 + 182.57 = 342.57$ KN
 $N_{tot-ser} = 2301.68 + 342.57 = 2644.25$ KN

$$A_x = \frac{2644.25 * 10^3 * (400 - 50)}{8 * 90 * 348 * 10^2} = 36.94 \text{ cm}^2 \leftrightarrow 36.94/2 = 18.47 \text{ cm}^2 \text{ On adopte (12HA14 = 18.47 cm}^2 \text{) *}$$

2 \leftrightarrow 12T14

$\gamma_b = 1.5$; $f_{C28} = 25$; $h_0 = 0.40$ m ; $a = b = 0.5$ m

P_u : charge de calcul à l'E.L.U.

h_0 : épaisseur totale de la dalle.

U_c : périmètre du rectangle d'impact : $U_c = 2(a' + b')$; $U_c = 2[(a+h_0) + (b+h_0)] = 5.8$ m

Donc $P_u = 2301.68 < 4132.5$ KN..... Condition vérifiée.

E.L.S

Tableau 28 : Dimensionnement de la semelle :

Com	M(KN.m)	N(KN)	e(m)	A(m)adop	B(m)	ht (m)adop	Ht(m)adop
G+Q	0.51	1646.14	0.0003	3.31	3.31	0.7	c.v

Tableau 29 : Vérification des contraintes :

Combinaison	M(KN.m)	N(KN)	e(m)	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	$1,33\sigma_s$ (Mpa)	$\sigma_1; \sigma_2 \leq 1,33\sigma_s$
G+Q	0.51	1646.14	0.0003	0.102	0.102	2	c.v

Tableau 30 : Vérification de la condition de résistance:

Combinaison	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	σ_{moy} (Mpa)	$\sigma_1; \sigma_2 \leq 1,33\sigma_s$	Type de diagramme
G+Q	0.102	0.102	0.102	Cv	Trapézoïdal

Toutes les conditions de la méthode des bielles sont vérifiées

→ la méthode des bielles est applicable.

Calcul du ferrailage de la semelle :

$$A_x = [Nu.(A-a)] / (8 \cdot dx \cdot \sigma_s) \text{ et } A_y = [Nu.(B-b)] / (8 \cdot dy \cdot \sigma_s)$$

$$A_x = A_y = 23 \text{ cm}^2 \leftrightarrow \text{On adopte } 15\text{HA}14 = 23,09\text{cm}^2 \leftrightarrow 15\text{T}14 \leftrightarrow St = 22\text{cm}$$

B) semelle sous poteau de rive :

E.L.U .R

Tableau 31 : Dimensionnement de la semelle :

Combinaison	M(KN.m)	N(KN)	e(m)	A(m)ado	B(m)	ht	Ht(m)ado
G+Q	25.22	1039.58	0.024	2.63	2.63	0.58	0.60
G + Q ± E	34.91	1431.61	0.024	3.09	3.09	0.697	0.70
0,8 G ± E	13.98	2144.94	0.006	3.78	3.78	0.87	0.90

On adopte **A = B = 3.8 m**

Tableau 32 : Vérification des contraintes :

Combinaison	M(KN.m)	N(KN)	e(m)	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	$1,33\sigma_s$ (Mpa)	$\sigma_1; \sigma_2 \leq$ $1,33\sigma_s$
1.35G+1.5Q	34.91	1431.61	0.024	0.102	0.095	2	CV

Tableau 33 : Vérification de la condition de résistance:

Combinaison	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	σ_{moy} (Mpa)	$\sigma_{moy} \leq 1,33\sigma_s$	Type de diagramme
1.35G+1.5Q	0.102	0.095	0.1	Cv	Trapézoïdal

Tableau 34 : Vérification des conditions d'application la méthode des bielles :

Comb max	e (m)	a/6 (m)	A/6(m)	ht (m)	(A-a)/4(m)	$e \leq a/6$	$e \leq A/6$	$ht \geq (A-a)/4.$
1,35G+1,5Q	0.024	0.083	0.63	0.90	0.825	cv	cv	cv

$$A_x = [Nu.(A-a)] / (8 \cdot dx \cdot \sigma_s) \text{ et } A_y = [Nu.(B-b)] / (8 \cdot dy \cdot \sigma_s)$$

$$A_x = A_y = 19.96 \text{ cm}^2 \leftrightarrow \text{On adopte } 18\text{HA}12=20,36\text{cm}^2 \leftrightarrow 18\text{T}12 \leftrightarrow St= 21\text{cm}$$

Vérification de la stabilité : (0,8G ± E)

$$N = 2144.94 \text{ KN}$$

$$M_x = 8.48 \text{ KN.m} \quad M_y = 13.98 \text{ KN.m}$$

$$e_x = \frac{M}{N} = 0.004 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M}{N} = 0.006 \text{ m}$$

$$L/6 \leftrightarrow 3.8/6 = 0,63 \text{ m}$$

$$e_{\max} = 0.006 \text{ m} < L/6 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification du poinçonnement:

Des armatures de poinçonnement ne sont pas nécessaire si :

$$P_u \leq (0.045 U_c h_0 f_{C28}) / \gamma_b$$

$$\text{Donc } P_u = 1431.61 < 4132.5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

E.L.S

Tableau 35 : Dimensionnement de la semelle :

Com	M(KN.m)	N(KN)	e(m)	A(m)adop	B(m)	ht (m)adop	Ht(m)adop
G+Q	25.22	1039.58	0.024	2.63	2.63	0.58	0.60

Tableau 36 : Vérification des contraintes :

Combinaison	M(KN.m)	N(KN)	e(m)	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	$1,33\sigma_s$ (Mpa)	$\sigma_1; \sigma_2 \leq 1,33\sigma_s$
G+Q	25.22	1039.58	0.024	0.158	0.142	2	c.v

Tableau 37 : Vérification de la condition de résistance:

Combinaison	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	σ_{moy} (Mpa)	$\sigma_1; \sigma_2 \leq 1,33\sigma_s$	Type de diagramme
G+Q	0.158	0.142	0.154	Cv	Trapézoïdal

Toutes les conditions de la méthode des bielles sont vérifiées

→ la méthode des bielles est applicable.

Calcul du ferrailage de la semelle :

$$A_x = [Nu.(A-a)] / (8 \cdot dx \cdot \sigma_s) \text{ et } A_y = [Nu.(B-b)] / (8 \cdot dy \cdot \sigma_s)$$

$$A_x = A_y = 14.50 \text{ cm}^2 \leftrightarrow \text{On adopte } 19\text{HA}10 = 14,92 \text{ cm}^2 \leftrightarrow 19\text{T}10 \leftrightarrow St = 20 \text{ cm}$$

B) semelle sous poteau de Angle :

E.L.U.R

Tableau 38 : Dimensionnement de la semelle :

Combinaison	M(KN.m)	N(KN)	e(m)	A(m)ado	B(m)	ht	Ht(m)ado
G+Q	4.73	1031.27	0.004	2.62	2.62	0.58	0.60
G + Q ± E	6.54	1417.66	0.004	3.07	3.07	0.69	0.70
0,8 G ± E	16.06	1947.55	0.008	3.60	3.60	0.82	0.85

On adopte **A = B = 3.60 m**

Tableau 39 : Vérification des contraintes :

Combinaison	M(KN.m)	N(KN)	e(m)	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	$1,33\sigma_s$ (Mpa)	$\sigma_1; \sigma_2 \leq$ $1,33\sigma_s$
1.35G+1.5Q	6.54	1417.66	0.004	0.110	0.108	2	CV

Tableau 40 : Vérification de la condition de résistance:

Combinaison	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	σ_{moy} (Mpa)	$\sigma_{moy} \leq 1,33\sigma_s$	Type de diagramme
1.35G+1.5Q	0.110	0.108	0.109	Cv	Trapézoïdal

Tableau 41 : Vérification des conditions d'application la méthode des bielles :

Comb max	e (m)	a/6 (m)	A/6(m)	ht (m)	(A-a)/4(m)	e \leq a/6	e \leq A/6	ht \geq (A-a)/4.
1,35G+1,5Q	0.004	0.083	0.60	0.85	0.775	cv	cv	cv

$$A_x = [Nu.(A-a)] / (8 \cdot dx \cdot \sigma_s) \text{ et } A_y = [Nu.(B-b)] / (8 \cdot dy \cdot \sigma_s)$$

$$A_x = A_y = 19.73 \text{ cm}^2 \leftrightarrow \text{On adopte } 18HA12=20,36\text{cm}^2 \leftrightarrow 18T12 \leftrightarrow St= 21\text{cm}$$

Vérification de la stabilité : (0,8G ± E)

$$N = 1947.55 \text{ KN}$$

$$M_x = 16.06 \text{ KN.m} \quad M_y = 5.75 \text{ KN.m}$$

$$e_x = \frac{M}{N} = 0.008 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M}{N} = 0.003 \text{ m}$$

$$L/6 \leftrightarrow 3.6/6 = 0,6 \text{ m}$$

$$e_{\max} = 0.008 \text{ m} < L/6 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification du poinçonnement:

Des armatures de poinçonnement ne sont pas nécessaire si :

$$P_u \leq (0.045 U_c h_0 f_{c28}) / \gamma_b$$

$$\text{Donc } P_u = 1417.66 < 4132.5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

E.L.S

Tableau 42 : Dimensionnement de la semelle :

Com	M(KN.m)	N(KN)	e(m)	A(m)adop	B(m)	ht (m)adop	Ht(m)adop
G+Q	4.73	1031.27	0.024	2.63	2.63	0.58	0.60

Tableau 43 : Vérification des contraintes :

Combinaison	M(KN.m)	N(KN)	e(m)	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	$1,33\sigma_s$ (Mpa)	$\sigma_1; \sigma_2 \leq 1,33\sigma_s$
G+Q	25.22	1039.58	0.004	0.08	0.08	2	c.v

Tableau 44 : Vérification de la condition de résistance:

Combinaison	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	σ_{moy} (Mpa)	$\sigma_1; \sigma_2 \leq 1,33\sigma_s$	Type de diagramme
G+Q	0.08	0.08	0.08	Cv	Trapézoïdal

Toutes les conditions de la méthode des bielles sont vérifiées

→ la méthode des bielles est applicable.

Calcul du ferrailage de la semelle :

$$A_x = [Nu.(A-a)] / (8 \cdot dx \cdot \sigma_s) \text{ et } A_y = [Nu.(B-b)] / (8 \cdot dy \cdot \sigma_s)$$

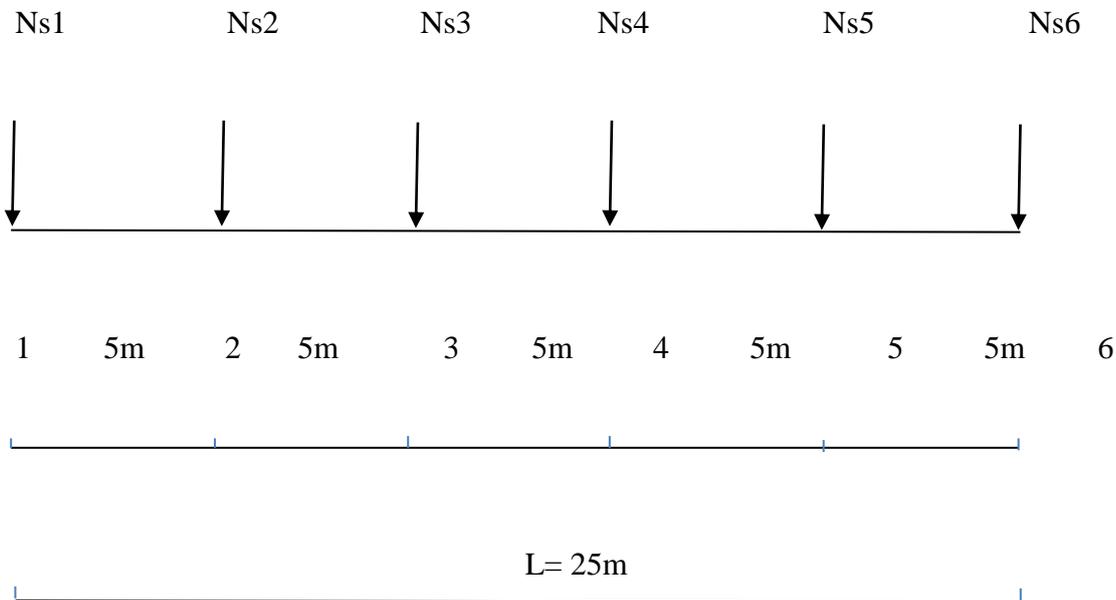
$$A_x = A_y = 14.35 \text{ cm}^2 \leftrightarrow \text{On adopte } 19\text{HA}10 = 14,92 \text{ cm}^2 \leftrightarrow 19\text{T}10 \leftrightarrow St = 20 \text{ cm}$$

B/ Etude des semelles isolées:

1. A. PREDIMENSIONNEMENT DES SEMELLES

Pour dimensionner les fondations: on doit calculer dans les deux directions

- Sens longitudinal : on prendre les files :D1
- Sens transvenal on prendre les files :D2
i' Sens longitudinal
- Samelles filantes Axe N°D₁



$$1) B \geq \frac{\sum N_{si}}{L \sigma_{sol}}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{5780.51}{25 * 150} = 1.54 \text{ m} \dots \dots B \geq 1.54 \text{ m} \dots \dots \text{Soit } B = 1.60 \text{ m}$$

$$2) d \geq 2 \frac{B-b}{4} \text{ avec } \begin{cases} B: \text{ largeur de la semelle} \\ b: \text{ largeur des poteaux} \\ d: \text{ hauteur utile} \end{cases}$$

$$d \geq \frac{1.6-0.5}{3.4} \dots \dots \dots d \geq 0.324 \text{ m} \Rightarrow d = 32.4 \text{ cm} \leftrightarrow 32.4/2 = 16.2 \text{ cm} \text{ On adopte (15HA12 = 16.96 cm}^2) * 2 \leftrightarrow 15T12$$

$$\bullet \quad ht \geq \frac{BB-bb}{4} + dd' \dots \dots \dots \begin{cases} * \quad ht \geq \frac{1.6-0.5}{4} + 0.05 \dots \dots ht \geq 0,325\text{m} \\ * \quad ht \geq \frac{L}{9} \dots \dots ht \geq \frac{5}{9} \dots \dots ht \geq 0,5\text{m} \end{cases}$$

(L.: longueur : max entre deux poteaux)

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EL}{K}} \text{ avec } K = B \cdot k$$

Avec :

K : coefficient de réaction du sol

k : coefficient de raider du sol

B : largeur de semelles

E : module d'élasticité du béton 10^8

I : Inertie de la semelle

$$E = 2.10^4 \text{ MPA}$$

$$I_x = G(0.343) \text{ m} \rightarrow I_x = 0.0589 \text{ m}^4 \rightarrow I_x = 5890000 \text{ cm}^4$$

$$K = B \cdot k = 1.6 \cdot 40 = 64 \text{ MN/m}^2$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 2 \times 10^4 \times 0.0589}{64}} = 2,93 \text{ m}$$

$$L_e \times \frac{\pi}{2} + a = 2,62 \times \frac{\pi}{2} + 0,5 \dots \dots \dots, 5.1 > 5$$

- La semelle filante N°E es une semelle rigide ; on peut calculer comme une poutre continue soumise à la réaction du sol avec une répartition des efforts normaux.
- De même manière on a pré dimensionner les autres semelles et les résultats obtenus sont représentés sur le tableau suivant :

sens	files	$\sum N_{sl}$	L(m)	B (m)	Ht (m)	h	I (cm ⁴)	Le (m)	$\frac{\pi}{2}Le+a$	Li (m)
Longitudinal	D1	5780.51	25	1.60	0.95	0.4	5890000	2.93	5.1	5
Transversal	D2	4455.65	20	1.50	0.95	0.4	5890000	2.93	5.1	5

Remarque :

- les semelles filantes : axe N°(D1) ce sont des semelles rigides : on peut calculer comme des poutres continue soumise à la réaction des sols avec répartition des efforts normales .
- pour les semelles filantes ; Axe N°(D2) le calcul devra être effectué confier mimant à la théorie de la poutre sur sol élastique.

2.Determination des contraintes et calcul des effoes internes dans les semelles

De termination Des contraintes

Semelles rigides

Semelles filantes Axe N°1

ELU

1*cas general

RU= 5780.5KN

$$e = 0.67 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = 4.16 \text{ m}$$

diagramme trapizoidal

$$\sigma_1 = \frac{RU}{BL} * \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \dots\dots\dots \sigma_1 = 167.75 \text{ KN/ m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{RU}{BL} * \left(1 - \frac{6e}{L}\right) \dots\dots\dots \sigma_2 = 121.27 \text{ KN/ m}^2$$

La contrainte moyenne : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 156.13 \text{ KN/ m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} * 1.33$

2*/cas accidentelle : ELA

Ru=4577.47 KN

$e = 2.23 \text{ m} < \frac{L}{6} = 4.16 \text{ m}$

Diagramme trapezoidal

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 175.68 \text{ KN/ m}^2 \\ \sigma_2 = 53.19 \text{ KN/ m}^2 \end{array} \right\} \sigma_m = 145.05 \text{ KN/ m}^2 < \bar{\sigma}_{sot} * 1.33$$

*Els :

Rs=4198.8KN

$e = 0.66 \text{ m} < \frac{L}{6} = 4.16 \text{ m}$

Diagramme trapézoïdal

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 121.60 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ \sigma_2 = 88.34 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{array} \right\} \sigma_m = 113.28 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

A2 semelles filantes Axe N°2

ELU

1*/cas général :

$$R_u = 5588.89 \text{ KN}$$

$$e = 0.36 \text{ m} < \frac{L}{6} = 3.33 \text{ m}$$

Diagramme trapézoïdal

$$\sigma_1 = \frac{R_u}{BL} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{5588.89}{BL} \left(1 + \frac{6 \cdot 0.36}{20}\right)$$

$$\sigma_1 = 206.41 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{R_u}{BL} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = 166.17 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 196.35 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} * 1.33$$

2*cas accidentelle :

$$R_u = 1138.03 \text{ KN}$$

$$e = 0.22 \text{ m} < \frac{L}{6} = 3.33 \text{ m}$$

Diagramme trapézoïdal

$$\sigma_1 = 40.44 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 39.18 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 35.43 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 39.18 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} * 1.33$$

ELS :

$$R_u = 4064.6 \text{ KN}$$

$$e = 0.56 \text{ m} < \frac{L}{6} = 3.33 \text{ m}$$

Diagramme trapézoïdal

$$\sigma_1 = 158.24 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 146.86 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 112.72 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 146.86 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol}$$

Tableau 45: les résultats obtenus pour les autres semelles sont résumés dans le tableau suivant

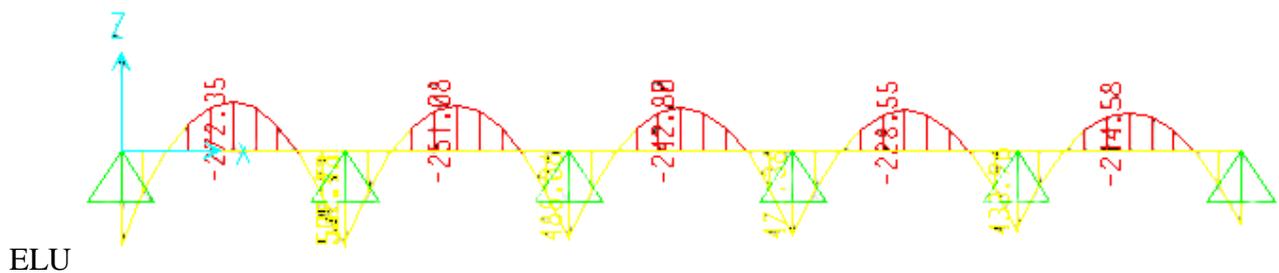
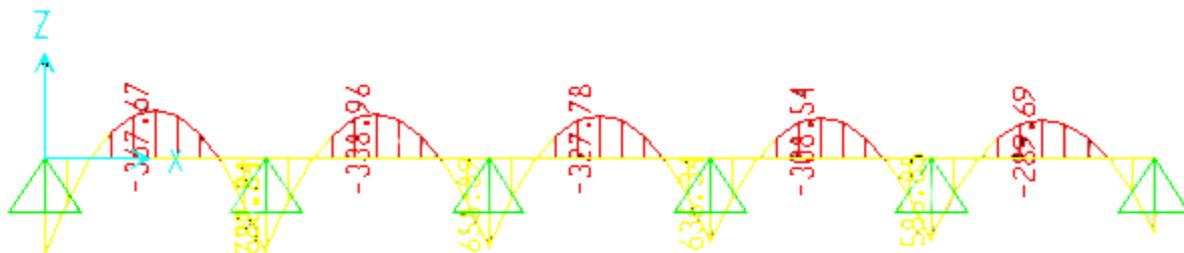
Sens	file s	Sollicitation		R(KN)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	σ_{sol} (KN/m ²)
longitudinal		EL	Générale	5780.5	167.75	121.27	156.13	150*1.33

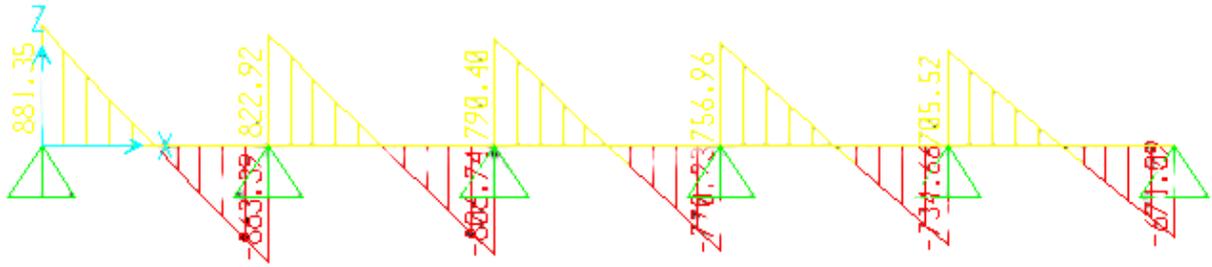
	D ₁	U	Accidentelle	4577.47	175.68	53.19	145.05	
		ELS	Générale	4198.8	121.60	88.34	113.28	150
transversal	D ₂	EL U	Générale	5588.89	206.41	166.17	196.35	150*1.33
			Accidentelle	1138.03	40.44	35.43	39.18	
		ELS	Générale	4064.6	158.24	112.72	146.86	150

3.B- CALCUL DES EFFORTS INTERNES DANS LES SEMELLES

B.1) Les semelles rigides

B.1.1- Semelles filantes Axe N° D1

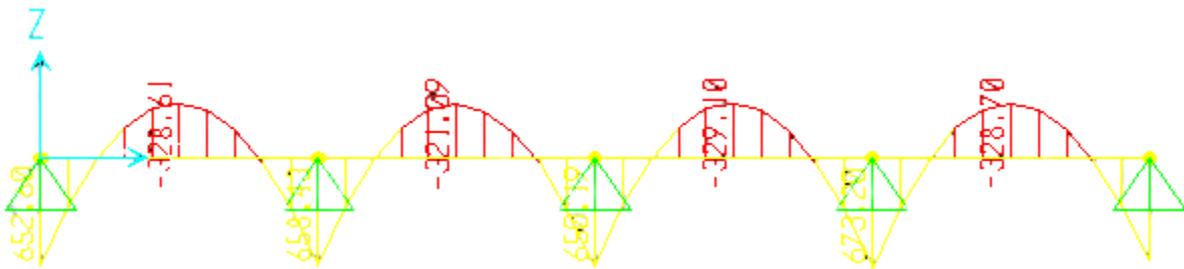




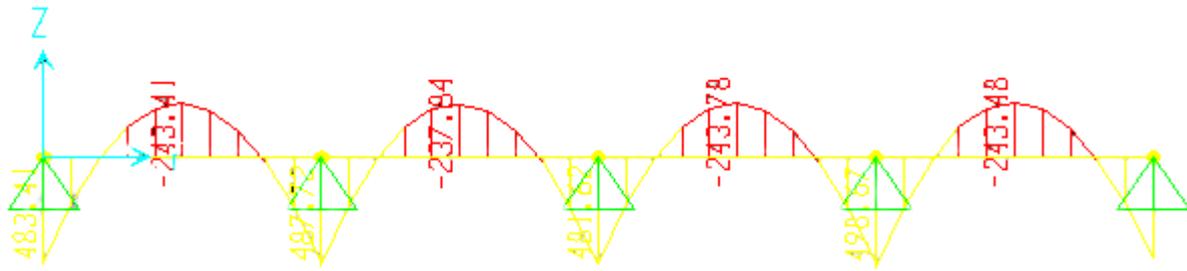
ELS

ELU " T "

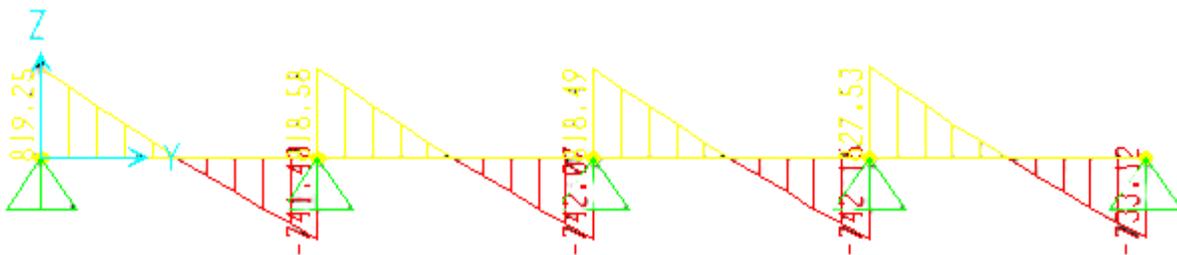
B.1.2- Semelles filantes Axe N° D2



ELS



ELU



ELU “ T “

B.1.3- Tableau récapitulatif

Les résultats des autres types des semelles filantes rigides sont

représentés sur le tableau suivant :

sens	files	ELU		ELS
longitudinal		Générale	Accidentelle	

		M _{AP}	Mt	Tu	M _{AP}	Mt	Tu	M _{AP}	Mt	Tu
		KN.m	KN.m	(KN)	KN.m	KN.m	(KN)	KN.m	KN.m	(KN)
	D1	728.23	367.67	881.35	431.54	217.88	522.28	539.43	272.35	652.85
transversal	D2	652.6	329.1	819.25	398.93	195.02	490.39	498.67	243.78	612.99

CALCUL DU FERRAILLAGE

- CALCUL DU FERRAILLAGE POUR LA SEMELLE N °E2

a) En travée

La table equilibre un moment tel que:

$$Mtb = b \cdot ho \left(d - \frac{ho}{2} \right) f_{bu} = 1.6 \times 0.4 \left(0.855 - \frac{0.4}{2} \right) \times 14,17 \dots \dots \dots Mtb = 6065.82KN.m$$

Ou le momert max en travee: Mu max= 367.67 KN.m

Mtb Mmax : l'axe neutre se trouve dans la table : on assimilé la sect une section "T" a une section rectangulaire $b \cdot h = 1.6 \cdot 0,95$

$$H_{Hn} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{367.67 \times 10^{-3}}{1.6 \times 0.855^2 \times 14,17} = 0,022 < 0,186 \dots \dots \dots \text{Pivot A}$$

$$ubu < 0,1 \dots \dots \dots Ast = \frac{1.07 M_u}{d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.07 \times 367.67 \times 10^{-3}}{0.855 \times 348} = 13.22 \text{ cm}^2$$

Soit on choisit : 12T12... Ast = 13.57 cm²

b) Fin Appui

$$Mmax = 728.23KN.m < Mtb$$

$$\mu_m = \frac{728.23 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,885^2 \times 14,17} 728.23 \dots \mu_m = 0,140 < 0,186 \dots \dots \text{pivot A}$$

$$ubu < 0,1 \dots \dots \dots A = \frac{1.07 M_u}{d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.07 \times 728.23 \times 10^{-3}}{0.855 \times 348} = 26.18 \text{ cm}^2 \leftrightarrow \frac{26.18}{2} = 13.09 \text{ cm}^2$$

Soit on choivit 12 T12 avec Ast = 13.57cm²

c) Condition de non fragilité

$$Amin = 0.23 \left(\frac{f_{tf}}{f_e} \right) b \cdot d = 0.23 * \frac{2.1}{400} * 0,855 * 1.6$$

"en travée Amin=16.51cm²>Ast..... C.V

$$\text{"en appui Amin=5,16 cm}^2 \text{ Ast..... C.V}$$

d) Verification a l'ELS

On vérifie juste la contrainte dans le béton ($\sigma_{se} < \bar{\sigma}_{bc}$) ?

$$Y = \frac{M_u}{M_s} = \frac{367.67}{217.88} = 1.68 : \alpha = 0.017$$

$$\frac{1.68 - 1}{2} + \frac{f_{28}}{100} = 0.59 > \alpha$$

Donc la contrainte dans le béton est vérifiée

e) Verification de la profondeur d'appui

$$T_u = 881.35 \text{KN}$$

$$a = \frac{2 * T_u * 1.5}{0.8 * b_0 * f_{c28}} = 264.4 \text{ cm} : 0,9d = 0.77 \text{ cm}$$

$$A = 264.4 \text{ cm} > 0.77 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{c.v}$$

Condition de non glissement

$$\left. \begin{array}{l} \frac{T_u}{\sigma_{st}} = \frac{881.35}{348} = 25.32 \text{cm}^2 \\ A_s = 26.18 \text{cm}^2 \end{array} \right\} AS > \frac{T_u}{\sigma_{st}} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

-Ferrailage transversal :

a/ Diamètre des armatures transversals D'apres RPA99 on a :

$$\phi t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi l \right)$$

$$\phi t \leq \min \left(\frac{95}{35}; \frac{50}{10}; \phi 1,4 \right) \text{ cm soit } \phi t = 10 \text{ mm}$$

b) L'espacement

"En zone nodale : $St \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots St = 20 \text{ cm}$

- En zone courante : $St \leq \min \left(\frac{h}{4} 12; \phi 1 \right) \dots \dots \dots St = 10 \text{ cm}$

c/ verification des contraintes de cisaillement $\tau_u < \bar{m}$?

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b_\sigma d} = \frac{881.35 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0.855} \dots \dots, \tau_u = 2.06 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3,3 \text{MPA}$$

Conclusion General

Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel SAP afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience, qui 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

Enfin mon objectif est de réduire le risque sismique et pour cela, il faut avoir des bonnes

Connaissances dans ce domaine.

Référence bibliographique

Référence bibliographique

Règlements :

REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN BETON ARME

C .B .A .93

[DTR2.2,88] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B.C. 2.2, CGS

1988.

[RPA,03] Règles parasismiques Algériennes RPA99 version 2003 ; (Document technique

réglementaire D.T.R-B.C.2.48), CGS, 2004.

[B.A.E.L .91 révisées 99]. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites

Logiciels et programmes :

AUTO CAD 2017.

EXCEL 2010.

Logiciel d'analyse des structures **SAP2000** version 2014.

WORD 2010.

Référence bibliographique

Cours :

Béton armé.

Résistance des matériaux.

mémoire de fin d'étude d'anciens étudiants :

- ❖ BEGHDAI Nora « Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou »
- ❖ HARRAS /HADJAR « Université de l'université Belhadj Bouchaib »