

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

Université de Mohamed El-Bachir El-Ibrahimi - Bordj Bou Arreridj

Faculté des Sciences et de la technologie

Département de génie civil

Mémoire

Présenté pour obtenir

LE DIPLOME DE MASTER

FILIERE : Génie civil

Spécialité : Structure

Par

- **Talha Manel**
- **Lachheb zineb**

Intitulé

***Etude d'un bâtiment (R+4) à usage d'habitation contreventement mixte
(Voiles – Portiques)***

Soutenu le : 25-06-2022

Devant le Jury composé de :

<i>Nom & Prénom</i>	<i>Grade</i>	<i>Qualité</i>	<i>Etablissement</i>
<i>Dr :Badis Mazouz</i>	<i>MCB</i>	<i>Président</i>	<i>Univ-BBA</i>
<i>Dr : Djedoui Nassim</i>	<i>MCB</i>	<i>Encadreur</i>	<i>Univ-BBA</i>
<i>Dr : Benammar Abdelhafid</i>	<i>MCA</i>	<i>Co-encadreur</i>	<i>Univ-BBA</i>
<i>Dr : Aida Mazoz</i>	<i>MCB</i>	<i>Examineur</i>	<i>Univ-BBA</i>

Année Universitaire 2021/2022

REMERCIEMENTS

Avant tout, louanges et remerciements à **ALLAH**; qui nous a comblé de ses bienfaits, en nous accordant-sans mérite de notre part- la chance de rechercher la science et le savoir, la santé et la patience durant toutes ces années d'études et pour la réalisation de ce modeste travail que nous espérons être utile.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à madame A. Lila pour sa contribution efficace au développement de cette mémoire ainsi que ses orientations et ses conseils

NOUS tenons aussi à remercier fortement nos enseignants de l'université Mohamed El Bachir el Ibrahim Bordj Bou Arreridj pour toute la connaissance Qu'ils nous ont transmis.

NOUS voulons remercier aussi, les membres du jury pour l'honneur qu'ils nous ont accordé, en participant à notre soutenance

MANEL & ZINEB

DEDICACE

Je tiens à dédier ce travail aux personnes les plus chères à mon cœur, mon père, ma mère, mes frères, et mes sœurs, car c'est grâce à leurs soutiens que j'ai pu arriver à ce stade ; je souhaite que ce travail soit à la hauteur de tout ce qu'ils ont pu faire pour moi, sans oublier mes tantes et toute la famille LACHEHAB.

Une dédicace pour mes meilleurs amis

Une spéciale dédicace pour mon chère fiancé DOUIB
ABDERRAZAK

Sans oublier toute la promotion 2022.

Résumé

Résumé :

Le but de ce travail est l'étude d'une structure consiste à établir l'étude d'un Bâtiment R+4 à usage d'habitation contreventement mixte (portique+ voile) au centre de la wilaya de Bordj Bou Arreridj située dans la zone IIa (Moyenne séisme). La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (Portiques + voiles). La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99version2003, CBA93, BAEL91), cette étude se compose de sept chapitres : Le premier chapitre entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le deuxième chapitre pré dimensionnement de la structure et la descente des charges.

Le troisième chapitre a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, ascenseur). L'étude dynamique de la structure a été entamée dans le quatrième chapitre par logiciel ROBO-BAT et SAP 2000 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique). L'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles,) sera calculée dans le dernier chapitre. Et en fin pour les éléments de l'infrastructure seront calculé dans le dernier chapitre.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, Robot-Bat, SAP 2000, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

المخلص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني تتألف من (طابق ارضي+4 طوابق) الواقعة في وسط والية برج بوعريديج المصنفة ضمن المنطوق الزلزالية رقم IIa) حسب مركز دراسة هندسة الزلزال الجزائري المعدل بعد زلزال 2003) مقاومة واستقرار البناية لكل الاحتمالات الألفية و العمودية مضمونة بواسطة الأعمدة العارضات و الجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة. الدراسة الحركية تمت بواسطة برنامج Robot. تحديد أبعاد ونسب لكل العناصر البناية للمبنى صمم طبق معايي و فوان في المعمول بها في الجزائر و أخري تم إجراء دراسة لبناء البنية التحتية عن طريق

حساب الأساسات

الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة، عناصر مقاومة، جدران خرسانية، دراسة ديناميكية و مقاومة الزلزال

Abstract

The purpose of this work is the study of a structure consists in establishing the study of a Building R + 4 for residential use mixed bracing (portico + veil) in the center of the wilaya of Bordj Bou Arreridj locale in zone Iia (Mean earthquake). The resistance of the building is ensured by a composite bracing system (Gantries + sails). The design was made according to the building regulations in force (RPA99 version 2003, CBA93, and BAEL91), this study consists of seven chapters:

The first chapter begins the general description of the project with a presentation of the characteristics of the materials, then the second chapter pre-dimensioning of the structure and the descent of the loads. The third chapter aims to study the secondary elements (beams, stairs, parapet, elevator).

The dynamic study of the structure was started in the fourth chapter by ROBO-BAT and SAP 2000 software to determine the various stresses due to loading (permanent loads, operating loads and seismic loads). The study of the resistant elements of the structure (posts, beams, sails,) will be calculated in the last chapter. And finally for the elements of the infrastructure will be calculated in the last chapter

Keywords: Building, Reinforced concrete, Robot-Bat, SAP 2000, RPA99 modified 2003, BAEL91 modified 99.

Table des matières

Table des matières

Remerciements	2
DEDICACE	3
Résumé.....	4
Liste des figures	11
Liste des tableaux.....	13
Chapitre I	Erreur ! Signet non défini.
Introduction générale	1
Chapitre I	3
1- Introduction	4
2- Présentation de l'ouvrage	4
2.1- Situation de l'ouvrage.....	4
2.2- Caractéristiques géométriques.....	4
2.2.1- Dimensions en élévation	4
2.2.2- Dimensions en plan.....	4
2.2.3- Eléments constituant le bâtiment.....	4
3- Règles et normes de calcul	6
4- Caractéristiques Mécanique des matériaux.....	6
4.1- Béton.....	6
4.2- Les aciers : CBA 93 (A.2.2.1 P09).....	10
5- Déformation et contrainte de calcul : CBA 93 (A.4.3.2 P21).....	11
Chapitre II.....	14
1- Prédimensionnement des éléments structuraux et secondaires	15
1.1- Pré dimensionnement des planchers à Corps Creux	15
1.1.1- Plancher en corps creux	15
1.1.2- Les caractéristiques de l'épaisseur du plancher à corps creux	15
1.2- Pré dimensionnement des poutres	18
1.2.1- Les poutres principales	18
1.2.2- Les poutres secondaires.....	19
1.3- Pré dimensionnement des poteaux	19
1.4- Les voiles : RPA99/version2003 (article 7.7.1)	20
1.5- L'escalier.....	21
1.1.1- La marche et la contre marche.....	22

1.6-	Evaluation des charges.....	23
1.6.1-	Principe.....	23
1.6.2-	Détermination des charges appliquées.....	24
1.6.2.1-	Plancher terrasse non accessible.....	24
1.6.2.2-	Plancher étage courant.....	25
1.6.2.3-	Mur extérieurs en maçonnerie.....	26
1.6.2.4-	Les balcons.....	26
1.7-	L'acrotère	27
1.7.1-	Loi de dégression	28
1.8-	Descente des charges.....	29
1.8.1-	Pré dimensionnement des poteaux.....	29
1.8.2-	Vérification de la section de poteau	32
1.9-	Conclusion	33
Chapitre III		34
1-	Introduction	35
2-	L'acrotère.....	35
2.1-	Introduction.....	35
2.2-	Evaluation des charges	35
2.3-	Les sollicitation (combinaisons d'action).....	36
2.3.1-	Combinaisons d'action	36
2.3.2-	Calcul de ferrailage	37
2.3.4-	Condition de non fragilité	38
2.3.5-	Pourcentage minimale des armatures longitudinales.....	39
2.3.6-	Armatures de répartition.....	39
2.3.7-	Vérification De L'effort Tranchant : BAEL (A.5.1,1).....	39
2.4-	L'escalier.....	40
2.4.1-	Définition les éléments d'un escalier	40
2.4.2-	Evaluation des charges	40
2.4.3-	Combinaisons des charges	41
2.4.4-	Calcul des moments	42
2.4.5-	Calcul de ferrailage	43
2.4.6-	Armatures longitudinales.....	43
2.4.7-	Combinaisons d'action	48

3- Le Plancher	53
3.1- Méthodes de calcul des poutrelles	53
3.2- Méthode forfaitaire	53
3.3- Charge permanente et surcharge	54
3.4- Application de la méthode de Caquot	55
3.4.1- Principe de la méthode de Caquot	55
3.4.2- Ferrailage de poutrelles	58
3.4.3- Armature principale entravée	58
3.4.4- Calcule du moment de l'inertie de la section totale	65
4- LES BALCONS	66
Chapitre IV	71
1- Introduction	72
2- Objectifs de l'étude dynamique	72
3- Choix de la méthode de calcul	72
4- Calculs :(suivant le RPA99/V2003)	73
4.1- Calcul de la force sismique totale	73
4.2- Estimation de la période fondamentale de la structure.....	73
5- Méthode dynamique modale spectrale	75
5.1- Spectre de réponse de calcul	75
5.2- Nombre de mode a considéré	75
6- Les résultats obtenus à partir du logiciel (ROBOT)	76
6.1- Caractéristiques géométrique et massique de la structure	78
7- Calcul de l'excentricité théorique	78
7.1- Calcul de l'excentricité accidentelle : RPA99/V2003 Article (4.3.7)	78
7.2- Les vérifications	79
8- Calcule la force sismique	82
9- Justification d'interaction portiques –voiles (R)	83
10- Conclusion	83
Chapitre V	84
1- Introduction	85
2- Combinaisons d'actions	85
2.1- Les portiques	85
2.2- Ferrailage des poutres	86

2.2.1-	Ferraillage longitudinal.....	86
2.2.2-	Poutre secondaire (30×40) cm ²	92
2.3-	Ferraillage des poteaux.....	92
2.4-	Ferraillage des voiles.....	99
2.4.1-	Type de ferraillage.....	99
2.4.2-	Recommandation du RPA	99
Chapitre VI.....		106
1-	Introduction	107
2-	Choix du type de fondation	107
3-	Méthode de calcul (dimensionnement).....	107
3.1-	Les calculs sont effectués	107
3.2-	Méthode des bielles	108
4-	Etude de la poutre libage.....	115
4.1-	Calcule le moment fléchissant.....	115
4.2-	La longrine.....	118
Conclusion générale.....		119
Références bibliographiques.....		120

Liste des figures

Liste des figures

Figure 1- 1 : Structure fini sur Robot	6
Figure 1- 2: Déformation transversale.....	8
Figure 1- 3: Diagramme contrainte déformation de calcul `a l'ELU	9
Figure 1- 4: Diagramme rectangulaire simplifié	9
Figure 1- 5: diagramme de déformation- contrainte de calcul	11
Figure 1- 6: Diagramme de déformation d'une section en béton armé.....	12
Figure 2- 1: schéma de poutrelle	16
Figure 2- 2: forme d'un Plancher à corps creux	17
Figure 2- 3: schéma statique de la poutrelle-Encastrée	17
Figure 2- 4: Coup de voile en élévation.	21
Figure 2- 5: schéma de terminologie d'escalier.....	22
Figure 2- 6: Plancher terrasse inaccessible	24
Figure 2- 7: Plancher étage courant.....	25
Figure 2- 8: Les murs extérieurs.....	26
Figure 2- 9: Schéma de L'acrotère	27
Figure 2- 10: détermination de la section	30
Figure 2- 11: Charges et surcharges	30
Figure 3- 1: l'acrotère soumis a poids propre et sur charge	35
Figure 3- 2: section à ferrailage.....	37
Figure 3- 3: Présentation du ferrailage	39
Figure 3- 4: Schéma de ferrailage.....	48
Figure 3- 5: Croquée de ferrailage de la poutre brisée	53
Figure 3- 6: Diagramme de moment a l'ELU	57
Figure 3- 7: Diagramme de moment a l'ELS	57
Figure 3- 8: Diagramme de l'effort tranchant a l'ELS	58
Figure 3- 9: Diagramme de l'effort tranchant a l'ELU	58
Figure 3- 10: Poutrelle Section en T.....	64
Figure 3- 11: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression	65
Figure 3- 12: ferrailage de poutrelle.....	66
Figure 3- 13: Dimensions du balcon	67
Figure 3- 14: schéma ferrailages de balcon	70
Figure 4- 1: vue générale du modèle	76
Figure 4- 2: Modes 1, translation suivant l'axe y	77
Figure 4- 3: Modes 2, translation suivant l'axe x	77
Figure 4- 4: Mode 3, rotation suivant L'axe.....	77
Figure 5- 1: ferrailage des éléments poutres.....	86

Figure 5- 2: Organigramme de la flexion simple (BAEL91)	87
Figure 5- 3: Schéma de ferrailage de la poutre principale (30x40) cm ²	91
Figure 5- 4: Diagramme des moments à ELS	91
Figure 5- 5: Diagramme des moments à ELA (G+Q+Ex)	92
Figure 5- 6: Diagramme des moments à ELA (0.8G-Ex).....	92
Figure 5- 7: Ferrailage longitudinal des poteaux.....	97
Figure 5- 8: Schéma de ferrailage des poteaux.	98
Figure 5- 9	102
Figure 5- 10: Schéma de ferrailage des différentes voiles V1.....	105
Figure 5- 11: Schéma de ferrailage des différentes voiles V1 et V2.....	105
Figure 6- 1: La méthode des bielles	108
Figure 6- 2 : diagramme des moments	112
Figure 6- 3: Schéma de ferrailage	113
Figure 6- 4: Schéma de ferrailage	117
Figure 6- 5: Ferrailage de longrine	118

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Introduction générale

Introduction générale

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts que les séismes peuvent lui occasionner.

À chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- Économie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.
- La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage, et pour ce, tant de méthodes reconnues par les scientifiques est souvent utilisées par les professionnels du génie civil dans les différentes études fournies par les ingénieurs pour but d'assurer de plus en plus la sécurité des constructions. Sauf que ces méthodes de calcul ont pour chacune des avantages et des inconvénients.

Le projet qui nous a été confié en vue de l'obtention du diplôme master 2 en génie civil, consiste à établir l'étude d'un bâtiment R+4 à usage d'habitation contreventement mixte (portique+ voile) de wilaya de Bordj Bou Arreridj

Chapitre I

*Présentation du projet et
caractéristiques des matériaux utilisés
pour la réalisation du bâtiment*

1- Introduction

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (Poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

2- Présentation de l'ouvrage :

2.1- Situation de l'ouvrage :

Notre travail consiste à étudier une structure d'un bâtiment à usage d'habitation, l'ouvrage est constitué par des poteaux, des poutres et des voiles (contreventement mixte portiques –voiles en béton armé), elle est composée de rez-de-chaussée+4 étages (R+4) ce projet est implanté à la wilaya de bordj Bou Arreridj, commune EL ANNASSER, classée zone II a (sismicité moyenne), leur importance est de groupe 02(ouvrage de moyenne importance) selon RPA99 /v200

2.2- Caractéristiques géométriques

2.2.1- Dimensions en élévation :

- ❖ Hauteur du rez-de-chaussée et d'étages courants**3.06**
- ❖ La hauteur totale du bâtiment **15,3 m**
- ❖ Terrasse inaccessible avec un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur
- ❖ La circulation en élévation est assurée par les escaliers

2.2.2- Dimensions en plan :

- ❖ La longueur totale du bâtiment..... **29 ,35**
- ❖ La largeur totale du bâtiment.....**17 ,05 m**

2.2.3- Eléments constituant le bâtiment :

a) Plancher :

- Les planchers des étages courants sont en corps creux.
- Le plancher terrasse est en corps creux et en plus une isolation thermique (Multicouche), il aura en plus une pente moyenne de 1.5% pour l'écoulement des eaux

pluviales

b) Les escaliers :

Ils seront réalisés en béton armé coulé sur place avec des paillasses porteuses et des paliers intermédiaires. L'escalier est à 03 volées pour tous les niveaux

c) **Poteaux :** en béton armé.

d) **Poutres:** en béton armé.

e) **Voiles:** en béton armé.

f) Maçonneries :

Pour les murs extérieurs, une double paroi en brique creuse d'épaisseur (15+10) cm, Avec une l'âme d'air de 5cm, qui joue le rôle d'isolation phonique et thermique

Pour les murs intérieurs une simple paroi en brique creuse d'épaisseur (10cm) pour Séparation entre les chambres et les placards

g) Revêtement :

- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Céramique pour la salle d'eau.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

h) Les balcons :

Ce sont les parties saillantes du bâtiment. Ils sont constitués de dalle pleine et corps creux.

i) Le contreventement :

Le contreventement est assuré par un système mixte (portique + voile) suivant les deux sens (Transversal et longitudinal). Pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes

(Article 3.4 de RPA99/2003) :

- Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont considéré reprises uniquement par les voiles



Figure 1- 1 : Structure fini sur Robot

3- Règles et normes de calcul :

Pour le calcul et la vérification on utilise :

- ❖ Les règles RPA 99/V 2003(*règles parasismiques Algérienne*) : Le but de règlement est de prévoir des mesures à la conception et à l'exécution afin de protéger les vies humaines, et cela en fonction de plusieurs critères tels que la zone sismique, le groupe d'usage, etc....

- ❖ Les règles BAEL 91(**béton armé aux états limites 91**) : Qui fait intervenir le calcul aux états limites, un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

- ❖ Le DTR B.C 2.2 (**document technique réglementaire pour les charges permanentes et d'exploitations**).

- ❖ Le CBA 93 (**règles de conception et de calcul des structures en béton armé**).

4- Caractéristiques Mécanique des matériaux :

4.1- Béton :

Le béton est une pierre artificielle obtenue par durcissement du mélange [granulats

(sable+ gravier) +liants + eau], la partie active est le système (eau + liants) et la partie inerte est celle des granulats. Dans ce projet, on accepte le dosage suivant :

Tableau 1 -1 : les composantes de béton

Composantes	Graviers 5/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume	800 l	400 l	8 Sacs	180 l
Poids (Kg)	1200	600	350	180

✓ **Résistance caractéristique à la compression à « j » jours : BAEL 91 (A.2.1.1.1)**

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16x32. Elle est définie comme la valeur de la résistance en dessous de laquelle on peut s'attendre à rencontrer 5% au plus de l'ensemble des ruptures des essais de compression. En pratique, comme le nombre d'essais réalisés ne permet pas un traitement statistique suffisant, on adopte la relation simplifiée suivante.

Tableau 1 -2 : Résistance du béton à j jours.

f_{cj}	$f_{c28} \leq 40Mpa$	$40Mpa < f_{c28} \leq 60Mpa$
$j < 60$	$\frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28}$	$\frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28}$
$j \geq 60$	$1,10 \cdot f_{c28}$	Béton à haute résistance voir BAEL A.2.1, 1.1

Dans notre projet : $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

✓ **Résistance caractéristique à la traction : CBA 93 (A.2.1.2.1 P**

$$f_{tj} \approx 0,6 \approx 0,06 f_{cj} \approx f_{t28} \approx 0,6 \approx 0,06 \cdot 25 \approx 2,1 \text{ Mpa}$$

✓ **Déformation du béton :**

- **Déformation longitudinale : CBA 93 (A.2.1.2.1 P07)**

Module de déformation instantanée (durée d'application des charges < 24 heures)

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ à 28 jours} \approx E_i \approx 32164 \text{ Mpa}$$

Module de déformation différée (longue durée d'application)

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{3/4} \text{ à 28 jours} \quad \square \quad E_v \quad \square \quad 32164 \text{ Mpa}$$

La valeur de ces modules intervient dans le calcul des flèches et les effets dus au retrait et au fluage du béton.

- **Déformation transversale : CBA 93 (A.2.1.3 P08)**

Elle se traduit par le coefficient de poisson :

Déformation transversale / Déformation longitudinale le coefficient de poisson est pris égal à :

- 0,20 ----- par la justification aux ELS (section non fissurée)
- 0 ----- dans le cas des ELU.

• ν est coefficient de poisson qui se détermine par mesure directe de la déformation transversale d'une éprouvette comprimée ou tendu, ou par le rapport de déformation longitudinale en valeur relative :

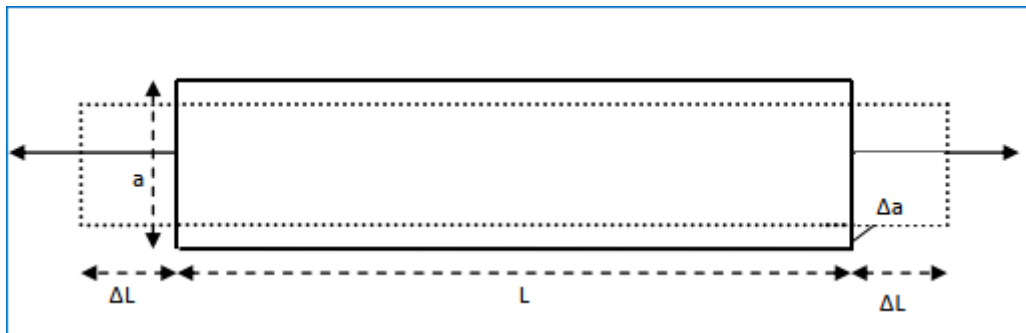


Figure 1- 2: Déformation transversale

- **Diagramme contrainte déformation :**

Si l'on exerce une sollicitation de compression sur une éprouvette de béton et que l'on enregistre l'évaluation de la déformation $\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$ au fur et à mesure qu'augmente la contrainte

F on, obtient une courbe dont l'allure est présentée ci-dessous (fig.)

- **Diagramme contraintes- déformations du béton à L'ELU : (Diagramme parabole rectangle) CBA 93 (A.4.3.4.1 P23)**

Pour la vérification à l'état limite ultime on utilise le diagramme contrainte déformations (en cas de compression pure). f_{bu}

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

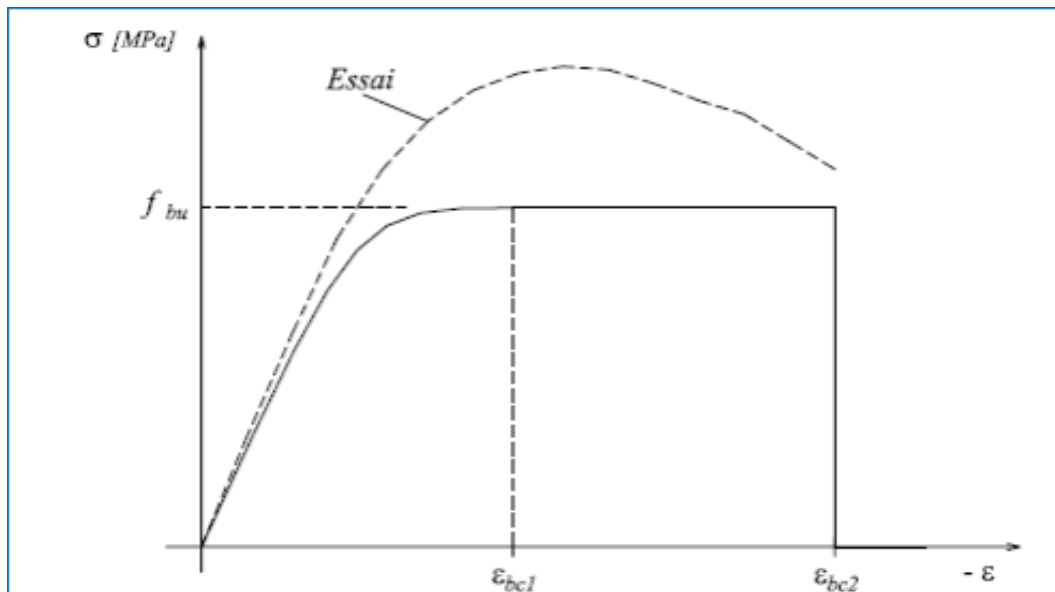


Figure 1- 3: Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.

Avec : $\epsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$ et $\epsilon_{bc2} = 3.5 \text{ ‰}$

Où : le coefficient de sécurité partiel γ_b vaut :

- $\gamma_b = 1.5$ Pour les combinaisons fondamentales.
- $\gamma_b = 1.15$ Pour les combinaisons accidentelles.

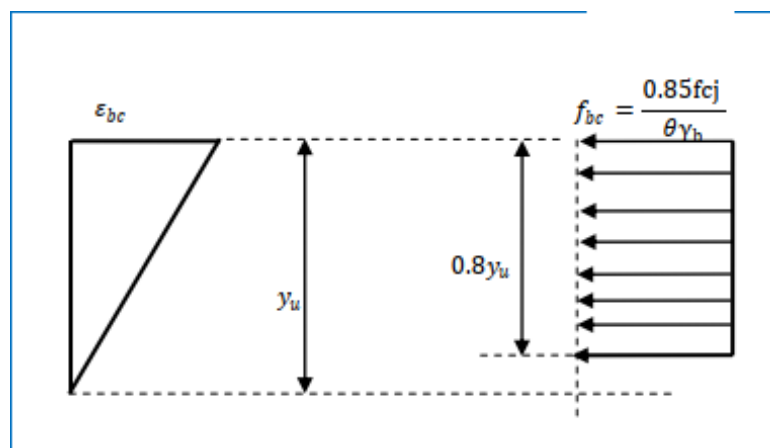


Figure 1- 4: Diagramme rectangulaire simplifié.

Et θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

- $\theta = 1$ si la durée est supérieure à $24h$.
- $\theta = 0.9$ si la durée est comprise entre $1h$ et $24h$.
- $\theta = 0.85$ Sinon

Lorsque la section n'est pas entièrement comprimée on peut utiliser un diagramme

rectangulaire simplifié

✓ **Etat limite de service CBA 93 (A.4.5.2 P30)**

La contrainte de compression du béton est limitée à $0.6 f_{cj}$; dans notre cas

$$\sigma_{bc} \leq 15 \text{ [MPa]}$$

- **Contrainte limite de cisaillement CBA 93 (A.5.1.2.1.1 P39)**

- $u \leq 3.33 \text{ [MPa]}$ Fissuration peut préjudiciable. Déduite de la formule suivante

$$r \quad u = \min\left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right)$$

- $u \leq 2.5 \text{ [MPa]}$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable. Déduite de la formule suivante

$$r \quad u = (0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa})$$

4.2- Les aciers : CBA 93 (A.2.2.1 P09) :

Les aciers utilisés dans notre projet sont :

- FeE400 (H.A)
- FeE235 (R.L)

Le caractère mécanique qui sert de base aux justifications dans le cadre des états limites est la limite d'élasticité garantie (symbole f_e).

Le module d'élasticité longitudinale pour les aciers $E_s = 2.10^5 \text{ MPA}$

❖ **Diagramme déformations – contraintes : CBA 93 (A.2.2.2 P09)**

a) Cas de traction :

Droite OA (domaine élastique) proportionnalité déformation – contrainte coordonnées du point A : $(\varepsilon_s = \frac{F_e}{S}, f_c)$

Horizontale AB d'ordonnée : $\sigma_s \leq f_c$ (domaine plastique) ; la position du point B

Correspond à un allongement : $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$

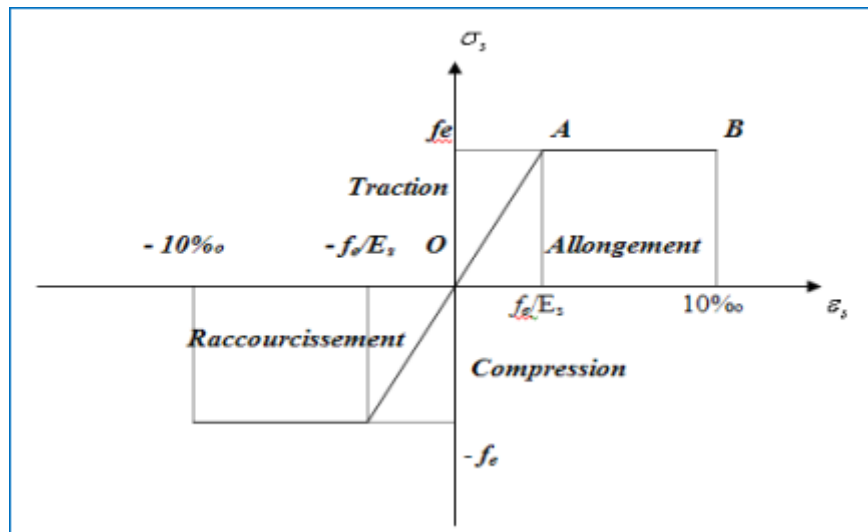


Figure 1- 5: diagramme de déformation- contrainte de calcul

5- Déformation et contrainte de calcul : CBA 93 (A.4.3.2 P21)

a) E.L.U :

Hypothèses de calcul des sections soumises à une ou plusieurs sollicitations

Les hypothèses de calcul sont citées ci-dessous :

- ❖ Conservation des sections planes avant et après déformation (Théorie de Navet-Bernoulli).
- ❖ La résistance du béton à la traction est négligeable.
- ❖ Pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
- ❖ Raccourcissement ultime du béton : $\varepsilon_{bc} = 3.5\%$ en flexion $s_{bc} = 2\%$ En compression simple.
- ❖ Allongement ultime d'acier est limite à 10‰
- ❖ Les diagrammes linéaires de déformation passent obligatoirement par l'un des pivots A, B ou C.
- ❖ On peut supposer concentrer en son centre de gravité la section d'un groupe de Plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvue que l'erreur ainsi commise Sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 ‰.

Diagrammes déformations – contraintes du béton : CBA 93 (A.4.3.4.2 P24)

On distingue :

- Le diagramme «parabole rectangle »

- Le diagramme rectangle simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs.
- Contrainte de calcul du béton :
 $\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$: Pour les zones comprimées dont la largeur est croissante vers les fibres les plus comprimées : Coefficient d'application Dans notre projet : la durée d'application > 24 heures $\rightarrow \theta = 1$

$$f_{c28} = 25 \text{MPa} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ ou } \gamma_b = 1.5 (\text{en général}) \rightarrow \bar{\sigma} = 14.2 \text{MPa}$$

$$\text{ou } \gamma_b = 1.15 (\text{action accidentelle}) \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{MPa}$$

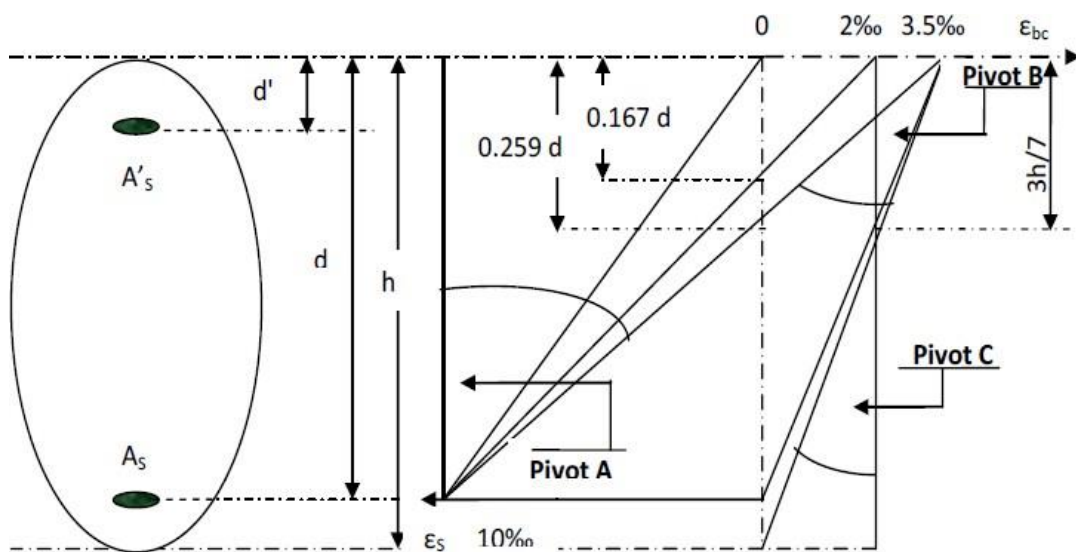


Figure 1- 6: Diagramme de déformation d'une section en béton armé

Diagramme déformation – contrainte de l'acier CBA 93 (A.4.3.2 P22)

Tel que : $\sigma = \frac{f}{\gamma_s} \gamma_s = 1.15 (\text{cas courant})$

γ_s : Coefficient de sécurité $\gamma_s = 1 (\text{combinaisons accidentelles})$

b) E.L.S :

❖ Hypothèse de calcul sous l'effet des sollicitations CBA 93 (A.4.5.1 P30)

- Conservation des sections planes.
- Le béton à une résistance de traction supposé nulle.
- Les contraintes de compression pour le béton et de traction pour l'acier sont supposées proportionnelles à leur déformation élastique (loi de Hooke):

$$\sigma_b = E_b \cdot \epsilon_b$$

Par convention $\eta = \frac{E_s}{E_b}$ apport d'équivalence à pour valeur fixé forfaitairement $\eta = 15$. □

Il est abstraction du retrait et fluage état limite de compression de béton (CBA 93 A.4.5.2 P30) :

$$\bar{\sigma} = 0.6f_{cj} \rightarrow \bar{\sigma} = 15MPa \square$$

Etat limite d'ouverture des fissures (CBA 93 A.4.5.3 P30)

❖ **Contraintes limites de traction des aciers :**

Tableau 1-1 : Contraintes limites de traction des aciers.

CAS	Conditions particulières	Contraintes limites de traction en Mpa
Fissuration peu préjudiciable	Locaux ouverts et clos non soumis à condensations	$\bar{\sigma}_s \leq f_e$
Fissuration préjudiciable	Coefficient de fissuration : η $\eta=1$ pour R.L $\eta=1,6$ pour H.A de $\phi \geq 6$ mm $\eta=1,3$ pour H.A de $\phi < 6$ mm	$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right)$
Fissuration très préjudiciable	Diamètres des aciers $\phi > 8$ mm	$\bar{\sigma}_s = \inf(0,5f_e; 90\sqrt{\eta.f_{tj}})$

❖ **Contrainte tangente limite ultime :(CBA93 A.5.1 P37)**

- La détermination de la contrainte tangente limite ultime $\bar{\sigma}_u$ dépend des cas rencontrés :
- Cas des armatures transversales droites ($\alpha= 90^\circ$)
- Fissuration peu préjudiciable $\bar{\sigma}_u = \min\left(0.2 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$
- Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_u = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$
- Cas des armatures transversales inclinées à 45° $\bar{\sigma}_u = \min\left(0.27 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 7MPa\right)$

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments structuraux

Descente des charges

1- Prédimensionnement des éléments structuraux et secondaires :

Le pré dimensionnement des éléments a pour objet de déterminer les sections des différents éléments de la structure résistants aux sollicitations quelles sont soumis toute en respectant les prescriptions des règlements en vigueur à savoir le RPA99/Version 2003 et du CBA93 et BAEL91/version 99.

1.1- Pré dimensionnement des planchers à Corps Creux :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Les portées des poutrelles.
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

1.1.1- Plancher en corps creux :

La condition de flèche qu'on doit vérifier est celle du BAEL91 (art B.6.8, 4.2.4). La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour lesquelles le rapport h/L est au Moins égal à 1/22,5.

- L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles (L= 4,65m).

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{l}{22,5} = 20,66cm$$

- On choisit un plancher a corps creux de type (20+5)

$$\begin{aligned} h &= 20cm \rightarrow \text{corps creux} \\ \{ h_0 &= 5cm \rightarrow \text{dalle de compression} \\ h_t &= 25cm \rightarrow \text{la hauteur totale du plancher} \end{aligned}$$

1.1.2- Les caractéristiques de l'épaisseur du plancher à corps creux :

$$b = b_0 + 2b_1, \frac{h_t}{3} \leq b_0 \leq \frac{h}{2}, \frac{25}{3} \leq b_0 \leq \frac{25}{2}, 8,33 \leq b_0 \leq 12,5, b_0 = 10cm$$

- Le corps creux choisis est normalisé de hauteur 16 cm et de Longueur 55 cm.
- La section en travée à considérer est une section en T.

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \frac{l_n}{2}, \frac{l}{10} \right\}$$

$$b_1 = \min \left\{ \frac{55}{2} = 27,5; \frac{465}{10} = 46,5 \right\}$$

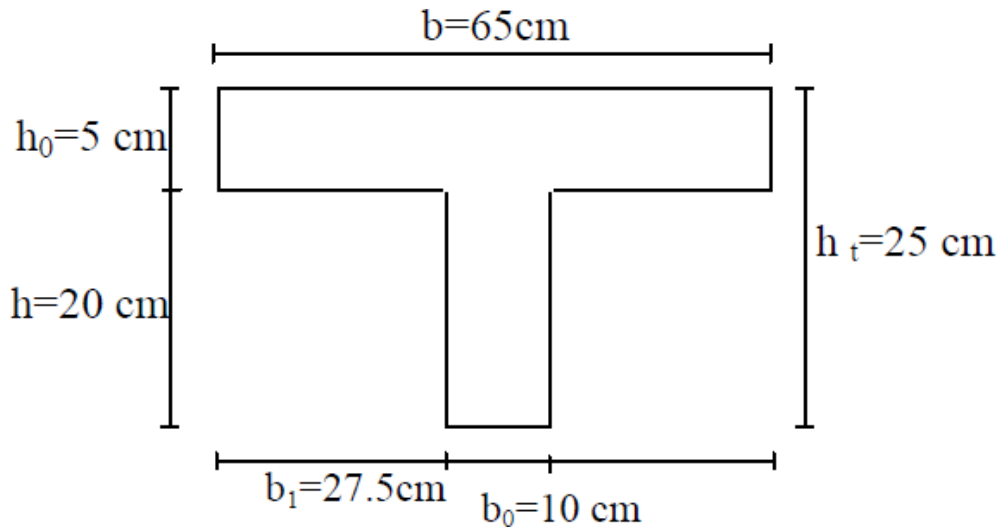


Figure 2- 1: schéma de poutelle.

$$b = b_0 + 2b_1, \frac{h_t}{3} \leq b_0 \leq \frac{h}{2}, \frac{25}{3} \leq b_0 \leq \frac{25}{2}, 8,33 \leq b_0 \leq 12,5, b_0 = 10 \text{ cm}$$

- Le corps creux choisis est normalisé de hauteur 16 cm et de Longueur 55 cm.
- La section en travée à considérer est une section en T.

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \frac{l_n}{2}, \frac{l}{10} \right\}$$

$$b_1 = \min \left\{ \frac{55}{2} = 27,5; \frac{465}{10} = 46,5 \right\}$$

l_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

l : la longueur de la nervure.

Donc on prend $b_1 = 27,5 \text{ cm}$.

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0 = 2 \times 27,5 + 10$$

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

$h(\text{cm})$	$h_0(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$b_1(\text{cm})$	$b_0(\text{cm})$
25	5	65	27,5	10

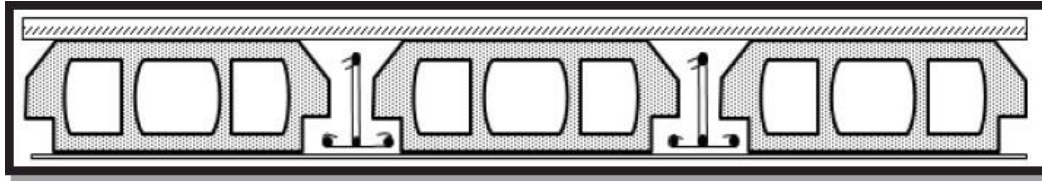


Figure 2- 2: forme d'un Plancher à corps creux

On adopte $h_t = 20,66\text{cm}$ ($20+5$) et on doit vérifier la flèche. Nous devons vérifier que la flèche maximale F_{max} subie par la dalle est inférieure aux valeurs limites des flèches fixées par l'article B6.5.3 du CBA93.

Avec :

f_{max} : flèche maximale de la poutrelle.

L_{max} : Portée maximale de la poutrelle.

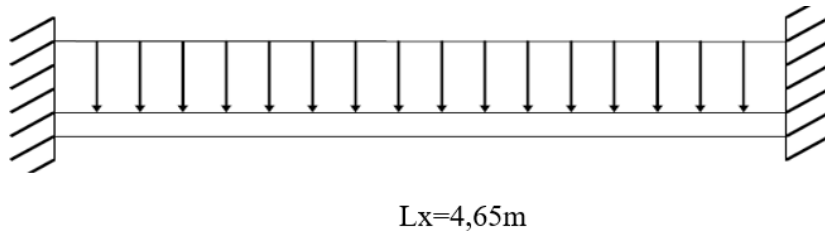


Figure 2- 3: schéma statique de la poutrelle-Encastée.

Comme il est schématisé dans la figure (2.5), on suppose que la poutrelle travaille comme une poutre encadrée aux deux extrémités en considérant une bande de 0.60m de largeur et de 4.50m de longueur. La valeur maximale de la flèche sera donnée par : BAEL art B.6.5.2

$$\begin{aligned} \text{I} \quad f &\leq \frac{l_x}{500} \\ \text{I} \quad f_{max} &= \frac{M \cdot L_x^2}{10 \cdot M \cdot I} \\ \text{I} \quad I &= \frac{b \cdot e^3}{12} \end{aligned}$$

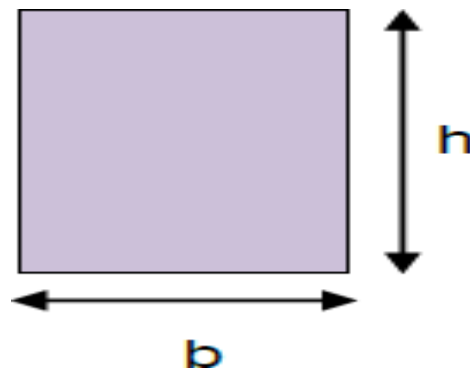
Avec :

- $E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 108118.65 \text{MPa}$

1.2- Pré dimensionnement des poutres :

D'après le RPA99/Version 2003 ; les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- ✓ $b \geq 20\text{cm}$
- ✓ $h \geq 30\text{cm}$
- ✓ $h/b \leq 4$
- ✓ $b_{max} = 1,5h + b_1$



- $h = [1/15 \div 1/10] l_{max}$
- $b = [0,3 \div 0,4] \cdot h$

1.2.1- Les poutres principales :

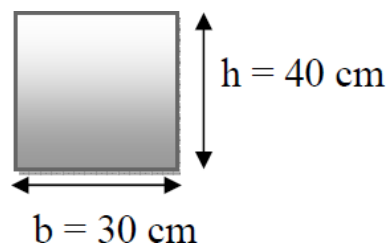
$$l_{max} = 5,55c, \frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10}, \frac{555}{15} \leq h \leq \frac{555}{10}, 37 \leq h \leq 55,5, h = 40\text{cm}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,7h, 0,4(40) \leq b \leq 0,7(40), 16 \leq b \leq 28, b = 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1,33 < 4 \rightarrow \text{condition vérifiées.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions des **poutres**

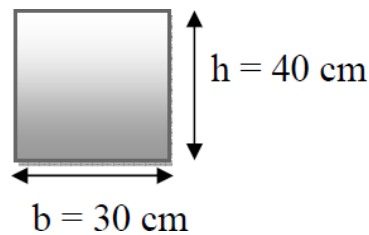
Principales (P.P) [longitudinales]: $[40 \times 30]\text{cm}^2$



1.2.2- Les poutres secondaires :

- ❖ $l_{max} = 4,65cm$
- ❖ $\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10}$
- ❖ $31 \leq h \leq 46.5$
- ❖ $h = 40cm$
- ❖ $0.4h \leq b \leq 0.7h$
- ❖ $16 \leq b \leq 28$
- ❖ $b = 30cm$
- ❖ $\frac{h}{b} = 1,33 < 4 \rightarrow$ condition vérifiées.

Alors on prend les dimensions des **poutres secondaires** (P.S) [transversales]: **(30 × 40)cm²**.



1.3- Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante. Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le **RPA99** (version2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone sismique II_a :

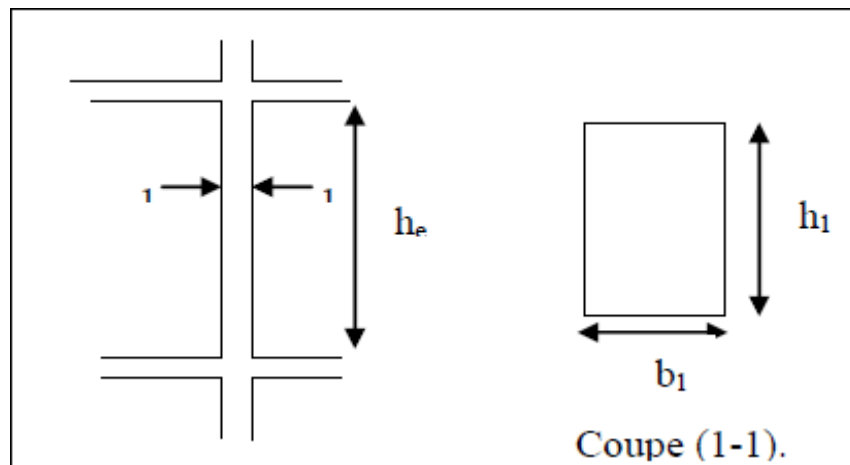
- $\min[b_1, h_1] \geq 25cm$
- $\min[b_1, h_1] \geq \frac{h_e}{20}$

$$0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

Tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage, elle est égale à :

$$h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{potx}} \rightarrow h_e = 3,06 - 0,40 = 2,66\text{m}$$



Conditions de R.P.A.99 :

$$(b_1, h_1) = (35, 35)\text{cm}$$

$$-\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \rightarrow 35\text{cm} > 25\text{cm} \quad (c v)$$

$$-\text{Min}\left(\frac{b_1}{1}, \frac{h_1}{1}\right) \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow 35\text{cm} > \frac{266}{20} = 13.3\text{cm}$$

$$35 \geq 13.3\text{cm} \quad (c v)$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{35}{35} \leq 4 \quad (c v)$$

On adopte une section de : $[40.40]\text{cm}^2$

Remarque : La section sera adoptée après avoir la descente de charge sur les poteaux par niveau.

1.4- Les voiles : RPA99/version2003 (article 7.7.1)

Le pré dimensionnement des voiles se fera selon les prescriptions du RPA 99. Le contreventement mixte, tel que donné dans le RPA 99, est défini par les trois conditions suivantes, qui doivent être respectées :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ;
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et portiques proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage. Sont considérés comme des voiles les éléments satisfaisants la condition :

- L : Longueur du voile.
- a : Epaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

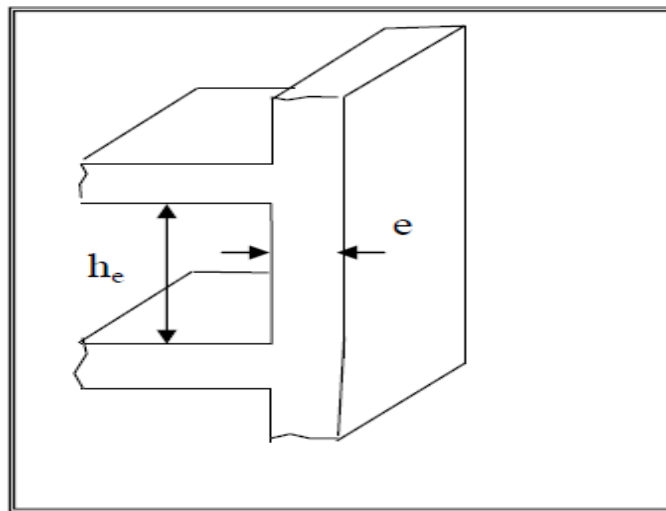


Figure 2- 4: Coup de voile en élévation.

Pour le dimensionnement des voiles on applique la règle préconisée par les RPA99 version 2003 (article 7.7.1)

- **étage courant +RDC** ($h_e=2,66$ m)

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{266}{20} = 13,3 \text{ cm}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

1.5- L'escalier :

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- | | |
|--|-------------------------------------|
| (1) : e (Epaisseur du palier de repos) | (5) : H0 (Hauteur de la volée) |
| (2) : L0 (Longueur totale d'escalier) | (6) : (Inclinaison de la paillasse) |

(3) : g (Giron)

(7) : L(Emmarchement)

(4) : h (Hauteur de là contre marche)

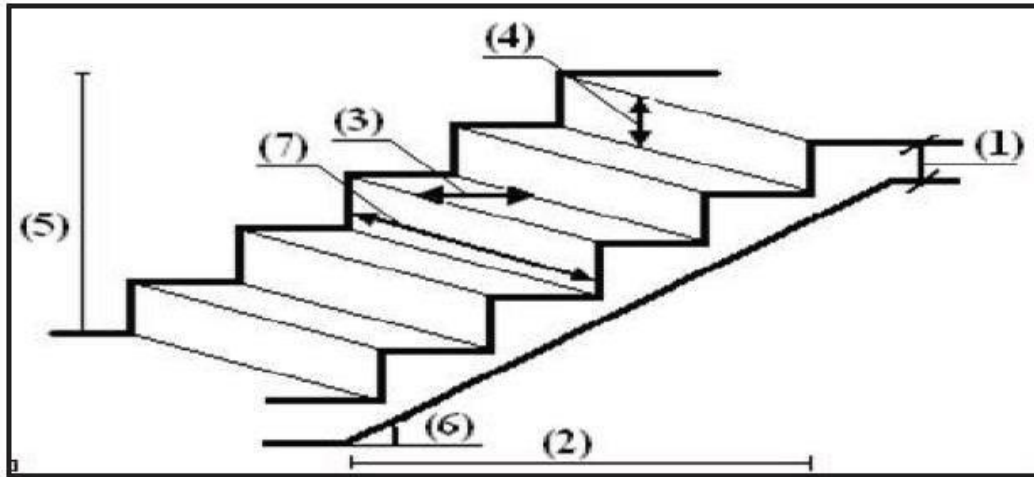


Figure 2- 5: schéma de terminologie d'escalier

1.1.1- La marche et la contre marche

$$14 \leq h \leq 18c, \quad 24 \leq g \leq 32cm$$

H : hauteur du contre marche

G: largeur de marche.

N : nombre de contre marche et marche

On prend:

- H = 17 cm
- g = 30 cm

Formule de BLONDEL : $59 \leq g + 2h \leq 66$

$$2h+g=2 \times 17+30=64 \rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \quad (cv)$$

n=7 c – marche	n=6 marche	$59 \leq 2h + g \leq 66$	observation
17	30	64	Cv

Avec :

L_v : longueur de la volée

L_p : longuer du palier du départ

$L_p =$ longuer du palier d'arrivée

Pour chaque volée

- ❖ Volée 01 et 03

$$\rightarrow n = 6 \text{ marches} \rightarrow g = 30\text{cm} \rightarrow 6 \times 30 = 180\text{cm}$$

$$\rightarrow n = 7 \text{ c - marches} \rightarrow h = 176 \rightarrow 17 \times 7 = 119\text{cm}$$

Donc H=119

→ **hauteur de volée 02**

$$\begin{cases} = 3 \text{ marches} \rightarrow g = 30\text{cm} \rightarrow 3 \times 30 = 90\text{cm} \\ n = 3 \text{ c - marches} \rightarrow h = 17\text{cm} \rightarrow 17 \times 4 = 68\text{cm} \end{cases}$$

❖ Volée 01 et 03

La longueur développée est :

$$L = L_v + L_p + L_{p'}$$

$$\tan(a) = \frac{H/2}{L} = \frac{119}{180} = 0.66$$

$$a = 33.42^\circ$$

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L, \quad L = 1.7 + \sqrt{1.8^2 + 1.19^2} + 1.3, \quad L = 5.16\text{cm}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}, \quad 0.172 \leq e \leq 0.258, \quad 17.2 \leq e \leq 25.8\text{cm}$$

On prend

$$e = 20\text{cm}$$

❖ Volée 02 :

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L, \quad L = 1.35 + \sqrt{0.94^2 + 0.68^2} + 1.3, \quad L = 3.86\text{cm}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}, \quad \frac{3.86}{30} \leq e \leq \frac{3.86}{20}, \quad 0.1286 \leq e \leq 0.193, \quad 12.86 \leq e \leq 19.3$$

On prend

$$e = 20\text{cm}$$

1.6- Evaluation des charges :

1.6.1- Principe :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui viennent à un Élément porteur depuis le dernier niveau Jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes (le poids propre de l'élément, le poids des planchers, des murs de façades Etc.) et les charges d'exploitations.

✓ **Les charges permanentes G :**

Il s'agit des poids propres des éléments constituant le bâtiment et afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur a fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Selon le Document Technique Règlementaire (D.T.R B.C.2.2) Des charges permanentes et charges d'exploitations.

✓ **Les charges d'exploitation Q :**

Il s'agit des charges et sollicitations d'utilisation ou d'exploitation de l'ouvrage, selon des catégories d'exploitation et afin de faciliter la prise en compte de ces chargements, le législateur dans le Document Technique Règlementaire (D.T.R B.C. 2.2) à définir des charges

❖ **Rôle de descente des charges**

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

1.6.2- Détermination des charges appliquées :

1.6.2.1- Plancher terrasse non accessible :

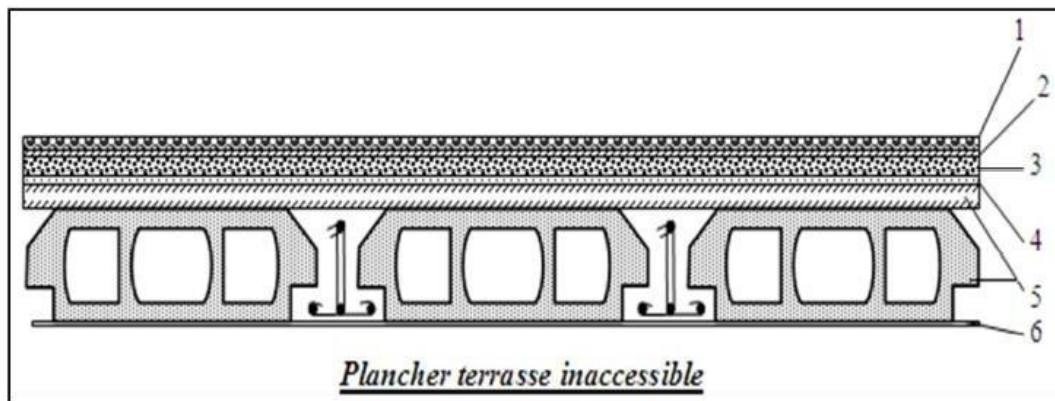


Figure 2- 6: Plancher terrasse inaccessible.

Tableau 2-1: Surcharge d'exploitation : (DTR .BC2-2)

N°	Désignation	e (m)	$\gamma \left(\frac{kg}{m^3}\right)$	poids $\left(\frac{kg}{m^2}\right)$
01	Gravier	0,05	2000	100
02	Etanchéité Multicouche	0,02	600	12
03	Forme de pente	0,1	2000	200
04	Isolation thermique	0,04	400	16
05	Dalle en corps creux	20+5	-	320
06	Enduit en plâtre	0,02	1000	20
Total :				668kg/m²

$$G = 668\text{kg/m}^2$$

$$Q = 100\text{kg/m}^2$$

1.6.2.2- Plancher étage courant :

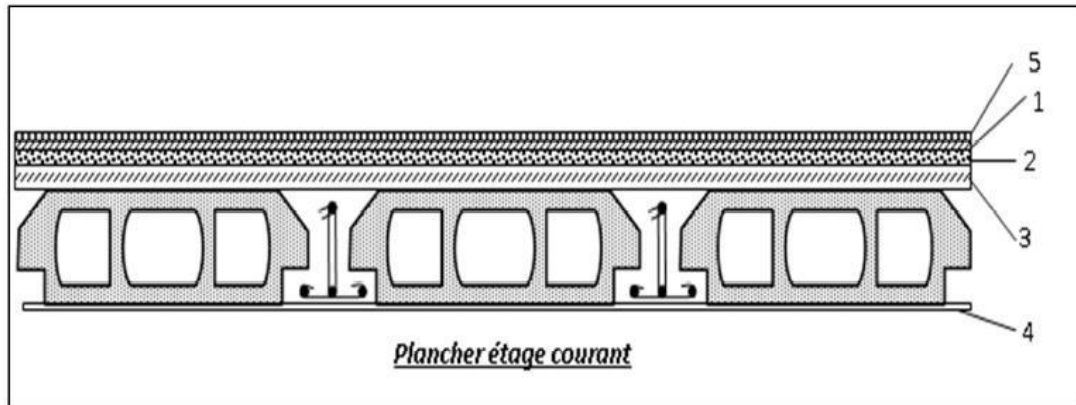


Figure 2- 7: Plancher étage courant.

Tableau 2-2: Surcharge d’exploitation : (DTR .BC2-2)7

N°	Désignation	e (m)	$\gamma\left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right)$	Charges(kg/m ²)
1	Carrelage	0,02	2200	44
2	Mortier de pose	0,02	2000	40
3	Lit de sable	0,02	1800	36
4	Dalle en corps creux	0.2+0.05	-	320
5	Enduit de plâtre	0.02	1000	20
6	Cloisons	-	-	100
Total :				560

$$G = 560\text{kg/m}^2$$

Surcharge d’exploitation : DTR.BC2

$$Q = 150\text{kg/m}^2$$

1.6.2.3- Mur extérieurs en maçonnerie :

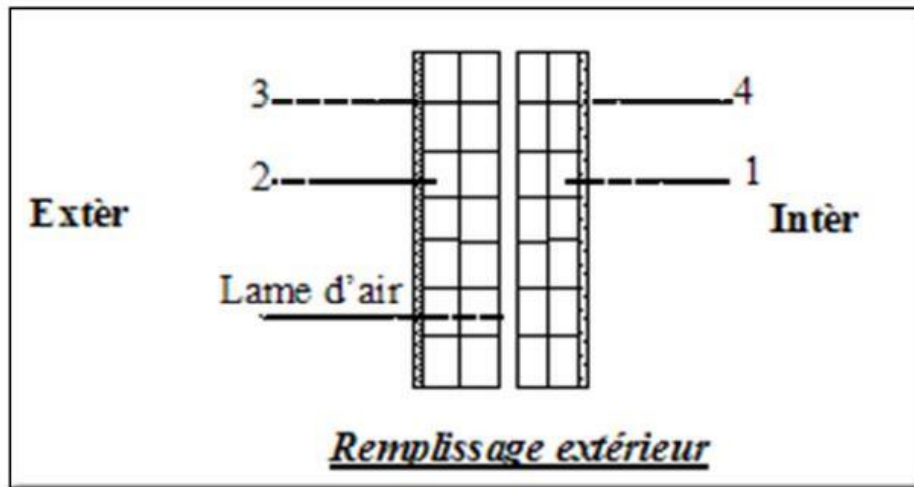


Figure 2- 8: Les murs extérieurs

Tableau 2-3 : Surcharge d’exploitation : (DTR .BC2-2)

N°	Désignation	e (m)	Charges ($\frac{k}{m^2}$)
1	Enduit	2	40
2	Briques creuses	10	90
3	Briques creuses	15	130
		Total :	260($\frac{k}{m^2}$)

Charge permanente :

30% D’ouverture $\rightarrow G = 182kg/m^2$

1.6.2.4- Les balcons :

–Le balcon est constitué d’une dalle pleine encastre dans les poutres, l’épaisseur est conditionnée par :

$$\frac{l}{35} < e < \frac{l}{30} \rightarrow \text{on a: } l = 120cm \rightarrow \frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30} \rightarrow 3.42 < e < 4$$

Avec des considérations pratiques (expérience) ; on a vu que l’épaisseur ainsi obtenue n’est pas suffisante, alors on doit majorer à $e = 15$ cm.

➤ **Balcon accessible :**

Tableau 2-4: Charge permanente : (DTR .BC2-2)

N°	Désignation	e (m)	$\gamma(\frac{kg}{m^2})$	charges kg/m^2
1	Carrelage	0,02	2200	44
2	Mortier de pose	0,02	2000	40
3	Dalle pleine	0,15	2500	375
4	Enduit en plâtre	0,02	1000	20
Total :				479

charge permanente $G = 479 \frac{kg}{m^2}$. charge d'exploitation $Q = 350 \text{ kg/m}^2$

1.7- L'acrotère :

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse par un relevé d'étanchéité en paralume, sert également à retenir la protection lourde sur l'étanchéité comme il peut de garde-corps lors des opérations d'entretien de la terrasse.

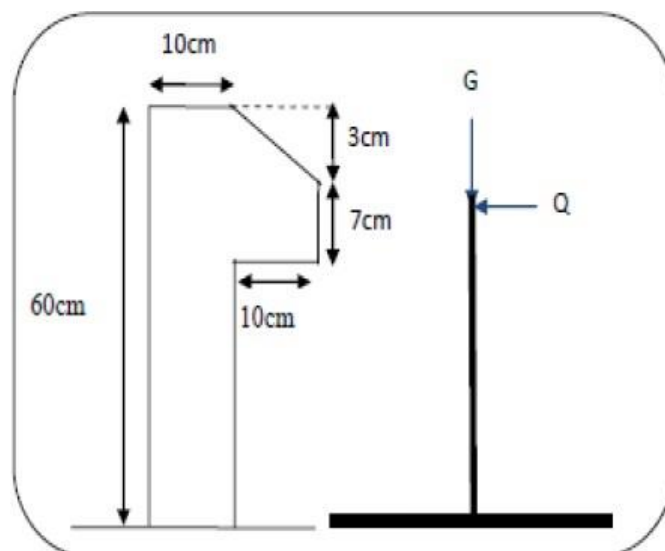


Figure 2- 9: Schéma de L'acrotère

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur

- **Surface :**

$$s_1 + s_2 + s_3 = (0,1 \times 0,6 + 0,07 \times 0,1 + 0,1 \times 0,03 \times 0,5)$$

$$s_t = 0,0685m^2$$

- **Charge :**

G : poids de L'acrotère par mètre linéaire.

$$G=0,0685 \times 2500 \times 1 = 171,25 \text{ daN}$$

- **Surcharge :**

D'après D.T.R.BC.2.2

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000N/m

$$Q \times 1m = 1000N$$

Tableau 2-5: Charges et surcharges

	Charge permanentes (g/m^2)	Surcharges (kg/m^2)
Plancher-terrasse	668	100
Plancher d'étage courant	560	150
Murs extérieurs	182	-
Acrotère	171,25	100
Balcon	479	350

1.7.1- Loi de dégression :

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour la toiture ou terrasse : Q0
- Pour le dernier étage : Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur : 0,9Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur : 0,8Q

Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à 0,5Q (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

1.8- Descente des charges :

1.8.1- Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux leurs rôles c'est de reprendre les charges verticales, et horizontales et les transmettent aux fondations. Selon les règles **BAEL 91, (article B.8.4.1)**, l'effort normal ultime N_u agissant dans le poteau.

Doit vérifier que :

$$N_u \leq a \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right)$$

A_s : La section d'acier minimale.

F_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé $F_e=400MPa$

B_r : La section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre

D'épaisseur sur toute sa périphérie tel que :

$$B_r = (a - 2)(b - 2) \dots \dots \dots cm^2$$

f_{c28} : Résistance à la compression de béton $f_{c28} = 25MPa$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\gamma_b = 1.5$$

Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité (central)

- **Méthode de calcul :**

Leur pré dimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes : Condition de résistance, condition de stabilité et condition imposée par le RPA99

- **Condition de résistance :**

D'après le BAEL91 : $B_r \geq \frac{K \cdot \beta \cdot N_u}{\left[\theta \cdot \left(\frac{\sigma_{bc}}{0.9} + 0.85 \left(\frac{A}{B_r} \right) \cdot \sigma_s \right) \right]} \dots \dots \dots (*)$

B_r : Section réduite obtenue en retirant 2 cm d'épaisseur du béton sur toute la périphérie du Poteau :

Tel que : $\begin{cases} \theta = 1 \\ K = 1 \end{cases}$

$$\beta = \begin{cases} 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0.85 \lambda^2}{150} & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Pour que toutes les armatures participent à la résistance on prendra ($\lambda = 35$)

$\square \square \beta = 1,2$

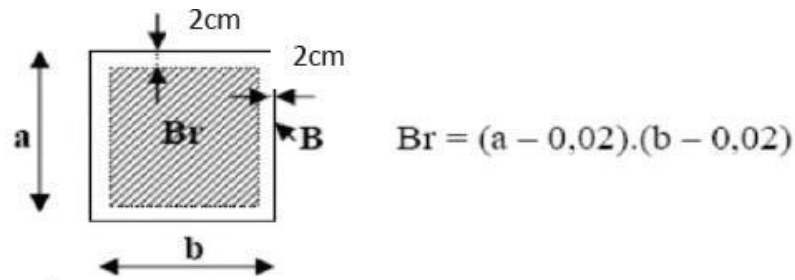


Figure 2- 10: détermination de la section

Selon le **RPA99 V2003** le pourcentage minimal des armatures est de 0.8% en zone II

$$\checkmark \frac{A}{B_r} = 0.8\% = 0.008$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0.85.f_{c28}}{1 \times 1.5} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 MPa \end{array} \right.$$

La formule (*) est simplifiée et devient : $B_r = \left(\frac{1.2 \times N_u \times 10^3}{\left[\left(\frac{14.20}{0.9} \right) + 0.85 \left(\frac{0.8}{100} \right) \cdot 348 \right]} \right) \cdot 10^{-4}$

$$N_u = 1.35N_g + 1.5N_q$$

N_g : Effort normal du aux charges permanente
 N_q : Effort normal du aux charges d'exploitation

Le calcul de N_u à partir de la descente de charge.

- **Poteaux centraux**

Le poteau le plus sollicité positionné

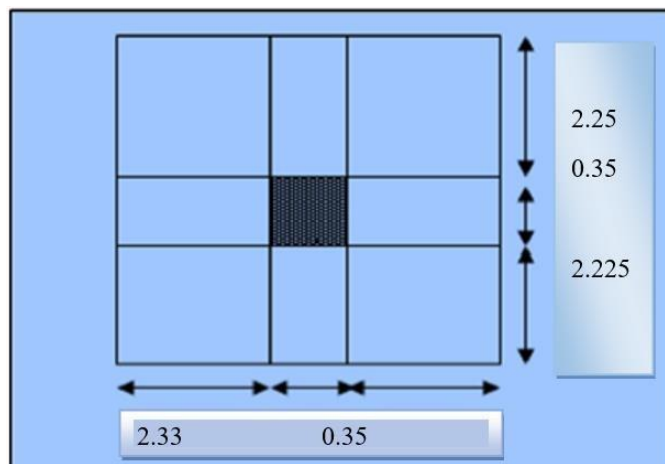


Figure 2- 11: Charges et surcharges

$$s_g = (2.33 + 0.35 + 1.82) \times (2.325 + 0.35 + 2.225) = 22.05m^2$$

$$s_q = (2.33 + 1.82) \times (2.225 + 2.325) = 18.88 m^2$$

Niveau		G	Q
4-4	plancher terrasse : 6.68× 18.88 poutre principale : 0.3 × 0.4 × 25 × (2.33 + 1.82) poutre secondaire : 0.3 × 0.4 × 25 × (2.325 + 2.225)	126.118 12.45 13.65	$Q_4 = 1 \times 18.88$
	Totale	152.218	18.88
3-3	N_4 Plancher étage : 5.60× 18.88 Poteaux : 25× 0.4 × 0.4 × 3.06 Poutre principale : Poutre secondaire	152.218 105.728 12.24 12.45 13.65	$Q_3 = 1.5 \times 18.88$ =28.32
	Total	296.286	47.2
2-2	N_3 Plancher étage Poteaux : Poutre principal Poutre secondaire	296.286 105.728 12.24 12.45 13.65	$Q_2 = (1.5 \times 18.88) \times 0.9$ = 25.488
	Total	440.354	72.688
1-1	N_2 Plancher étage Poteaux Poutre principale Poutre secondaire	440.354 105.728 12.24 12.45 13.65	$Q_1 = (1.5 \times 18.88) \times 0.8$ =22.656
	Total	584.422	95.344
0-0 RDC	N_1 Plancher étage Poteaux : Poutre principale Poutre secondaire	584.422 105.728 12.24 12.45 13.65	$Q_0 = (1.5 \times 18.88) \times 0.7$ =19.824
	Total	728.49	115.168

1.8.2- Vérification de la section de poteau :

$$N_u = 1.35 \times 728.49 + 1.5 \times 115.168 = 1156.213 \text{ KN}$$

$$B_r = \frac{1.2 \times 1156.213 \times 10^3}{\frac{14.2 - 0.8 \times 0.85}{0.9 + \frac{100}{348}}} \times 10^{-4} = 7.646 \text{ cm}^2$$

$$B_r \geq 7.547 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a \times b) = 7.646 \text{ cm}^2 \rightarrow a = \sqrt{B_r} + 2$$

✓ **Vérification spécifique**

$$V = \frac{N_u}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

B : section brute considérée (art 7.4.3.1 RPA9/2003)

Exemple de calcul

Pour le poteau

$$V = \frac{1156.213 \times 10^{-3}}{25 \times (0.4 \times 0.4)} = 0.28 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

On refait le même calcul pour tous les niveaux.

Les résultats du calcul sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau 2.7 : Prédimensionnement des poteaux.

Niveau	G(KN)	G _{cumulé}	Q(KN)	Q _{cumulé}	N _u	B(cm ²)	a(cm)	axb	V ≤ 0.3
Terrasse	152.218	152.21 8	18.88	18.88	233.814	1.54	3.24	/	/
N4	144.068	296.28 6	28.32	47.2	470.786	3.11	3.76	(40x40)	vérifier
N3	144.068	440.35 6	25.488	72.688	703.512	4.65	4.15	(40x40)	Vérifier
N2	144.068	584.42 2	22.656	95.344	931.985	6.16	4.48	(40x40)	Vérifier
N1	144.068	728.49	19.824	115.168	1156.213	7.646	4.76	(40x40)	vérifier

1.9- Conclusion

Le prédimensionnement des éléments principaux et secondaires nous permet d'avoir les différentes charges qui seront appliquées au différent de la structure. Après que nous avons fini le prédimensionnement des éléments structuraux et que nous

Avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

- ❖ Poutres principales : $(b \times h) = (30 \times 40)m^2$
- ❖ Poutres secondaires : $\times h = (30 \times 40)cm^2$
- ❖ Balcon : $= 15cm$
- ❖ Voile : $= 15cm$
- ❖ Poteaux $(40*40)m^2$

Chapitre III

Etude des éléments secondaires

1- Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi l'escalier, l'acrotère les planchers et enfin le balcon sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

2- L'acrotère

2.1- Introduction :

Notre ouvrage comprend un seul type d'acrotère. L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS en flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

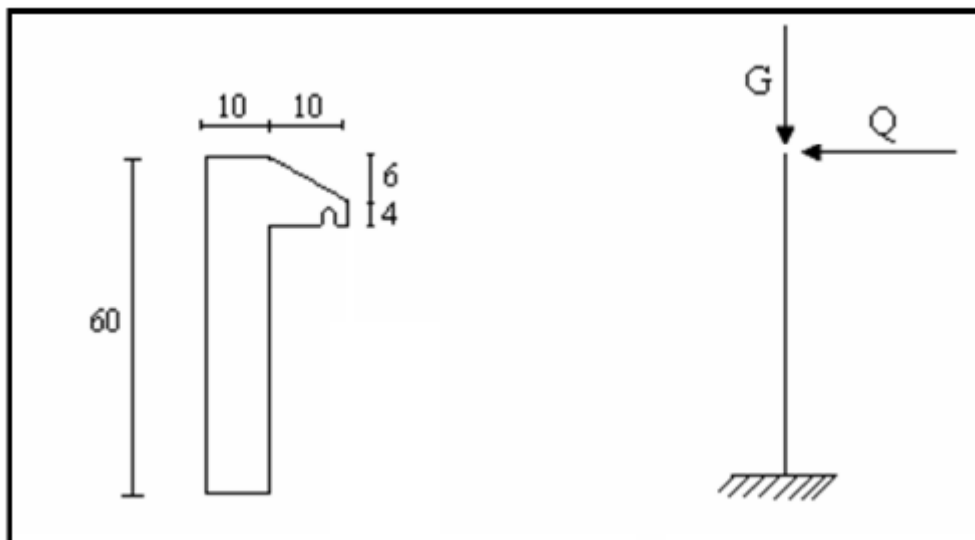


Figure 3- 1: l'acrotère soumis a poids propre et sur charge

2.2- Evaluation des charges

a) Surface : $S_t = (0.1 \times 0.6) + [(0.03 \times 0.10)/2] + 0.07 \times 0.10 = 0.0685m^2$

b) Les Charges permanentes :

G_1 : poids de L'acrotère par mètre linéaire

G_2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G_1 = 0.0685 \times 25 \times 1 = 1.7125 \text{KN/ml}$$

$$G_2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \cdot 20 \text{KN/ml}$$

$$\text{Le poids propre } G = G_1 + G_2 = 1.731 + 0.12 = 1.833 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} = 183 \text{dan. m}$$

c) Surcharge d'exploitation :

D'après D.T.R.B.C.2.2. (P20) "Q" Force horizontal sollicité l'acrotère dû à la main courante est $Q=1\text{KN/m}$

d) Détermination de l'effort due au séisme :

D'après RPA 99/V2003 (art 6.2.3) Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la forme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1 groupe d'usage *2)] II $\rightarrow A = 0.15$

C_p : facteur de force horizontale (tableau 6.1 de L' RPA99) $\square C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'acrotère. $\square W_p = 183 \text{ dan/ml}$

$$\text{Donc } :_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 183 = 87.84 \text{kg}$$

$$F = \max(F_p; Q) = \max(87.84; 100) = 100 \text{ kg/ml}$$

2.3- Les sollicitation (combinaisons d'action) :

La section la plus dangereuse se trouve à la base au niveau d'encastrement :

$$M = Q \times h = 100 \times 60 = 60 \text{dan. m}$$

$$N = G = 183 \text{dan. m}$$

$$T = Q = 100 \text{dan. m}$$

2.3.1- Combinaisons d'action :

✓ . E.L.U :(G+Q)

$N_u = 1 \times N = 1 \times 183 = 183 \text{dan. m}$; Sans majoration cas le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 60 = 90 \text{ dan.m}$$

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \times 100 = 150 \text{ dan.m}$$

✓ E.L.S :(G+Q)

$$N_{ser} = N_g = 183 \text{ dan.m/ml}$$

$$M_{ser} = M = 60 \text{ dan.m}$$

2.3.2- Calcul de ferrailage

Le calcul se fait sur une section rectangulaire de largeur **b=100 cm** et hauteur **H=10cm**

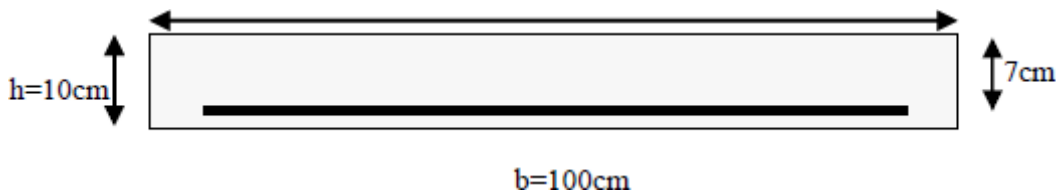


Figure 3- 2: section à ferrailage

❖ Diamètre des barres : BAEL (art A.7.2.1)

Les diamètres employés sont : $\phi \leq \frac{h}{10} \rightarrow \phi_L \leq 10 \text{ mm}$

On prend : $\phi_l = 8 \text{ mm}$ et on prend : $\phi_t = 6 \text{ mm} < \phi_l$

❖ Protection des armatures

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries soit $c=3 \text{ cm}$

❖ Armatures longitudinales

✓ E.L.U

- Détermination de l'excentricité du centre de pression

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{90}{183} = 0.49 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \rightarrow e_G = \max(0.49 \text{ m}; 0.05) = 0.94 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculé en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

- Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 90 + 183 \left[\left(\frac{0.10}{2} - 0.03 \right) \right] = 93.66 \text{ dan.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\alpha} b d^2} = \frac{936.60}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.0135 < \mu = 0.392$$

Dans les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_f' = 0$).

$$\mu = 0.0135 \rightarrow a = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 0.017$$

$$\beta = (1 - 0.4 a) = 0.993 \quad A_u = \frac{M}{\sigma_s \beta d} = \frac{936.60}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.39 \text{ cm}^2$$

- Détermination de la section des armateurs à la flexion composée

N est un effort de compression :

$$A' = A = A_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s}; \text{ et } A_f' = 0$$

- Détermination de l'excentricité du centre de pression

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{60}{183} = 0.32 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée tant que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées préjudiciables.

- Calcul de la section à la flexion simple :

$$M'_{ser} = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 60 + 183 \left[\left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 63.66 \text{ dan.m}$$

$$\mu = \frac{M'_{ser}}{\bar{\alpha} b d^2} = \frac{636.6}{201.63 \times 100 \times 7^2} = 0.0006$$

$$\mu_1 = 0.0006 \rightarrow \beta_1 = 0.956 \quad ; K = 0.0095$$

$$\sigma_b = k \times \bar{\alpha}^{-1} = 0.0095 \times 201.63 \rightarrow \sigma_b = 1.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.91 \text{ MPa} < \bar{\alpha} 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow A' = 0$$

$$A^{ser} = \frac{M'_{ser}}{\sigma_s \beta d} = \frac{636.60}{201.63 \times 0.9 \times 0.95 \times 7} = 0.47 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section à la flexion composée :

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{\bar{\alpha}} = 0.47 - \frac{1830}{100 \times 201.63} = 0.38 \text{ cm}^2$$

2.3.4- Condition de non fragilité :

Section minimale d'armature : BAEL91 (A.4.2.1).

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; (f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}).$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \rightarrow A_{min} \geq 0.84cm^2$$

$$\text{Donc : } = \max(A_u; A_{ser}; A_{min}) \rightarrow A = A_{min} = 0.84cm^2$$

On adopte : $A^l = 5\emptyset6 = 2.51cm^2$.

2.3.5- Pourcentage minimale des armatures longitudinales

Selon B.A.E. L91(B.5.3.1)

$$A_L \geq 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5cm^2$$

$$A = \max(A_u; A_{ser}; A_{min}) = \max(0.84; 0.38; 2.51) = 2.51cm^2$$

Alors, on prend : $A_l = 5\emptyset8 = 2.51cm^2$.

2.3.6- Armatures de répartition :

$$A^r = \left(\frac{1}{4} - \frac{1}{2}\right) A = (0.627 \div 1.225).$$

$$\text{On adopte : } A^r = 4\emptyset6 = 1.13cm^2$$

✓ L'espace des armatures :

$$A_l = 5\emptyset8 \rightarrow \xi = \frac{100}{5} = 20cm$$

$$A_r = 4\emptyset6 \rightarrow S_r = 20cm$$

2.3.7- Vérification De L'effort Tranchant : BAEL (A.5.1,1)

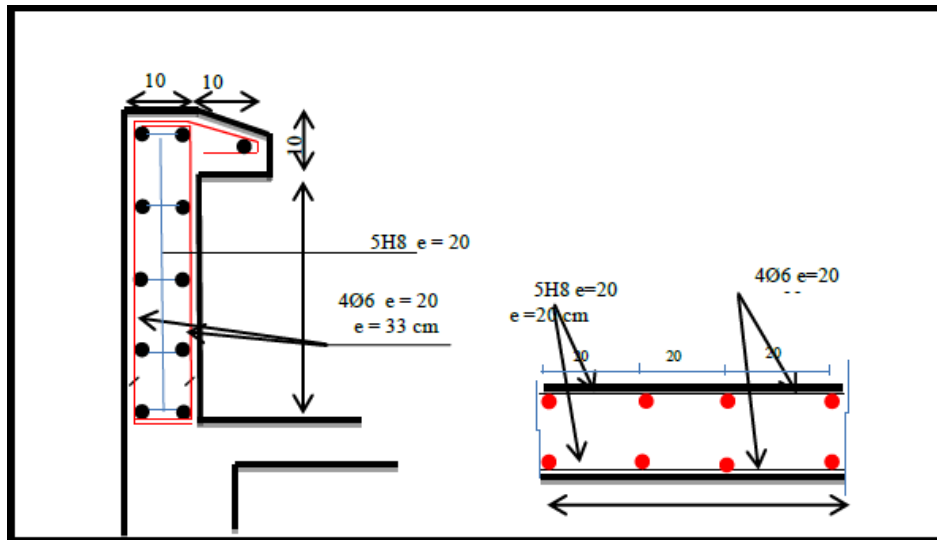


Figure 3- 3: Présentation du ferrailage

$$r_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{MPa}.$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{r}_u = \min(0.10f_{c28}; 4\text{MPa}) \rightarrow \bar{r}_u = 2.50\text{MPa}$$

$$r_u = 0.021\text{MPa} \leq \bar{r}_u = 2.50\text{MPa} \quad (cv)$$

2.4- L'escalier :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment. Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction, composée d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre structure ont choisi deux types d'escalier en béton armé.

2.4.1- Définition les éléments d'un escalier :

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre Marche » la partie verticale (C.M) de ces gradins.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

2.4.2- Evaluation des charges :

- Charges permanentes : DTR(B.C2.2).
- Charges et surcharges des escaliers :

A .Palier

$$G=6.84\text{KN}/\text{m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{KN}/\text{m}^2$$

B. Paillasse

$$G=9.6 \text{KN}/\text{m}^2$$

2.4.3- Combinaisons des charges

ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p$$

ELS :

$$q_u = G_u + Q_u$$

$$q_p = G_p + Q_p$$

ELU :

$$q_u = 1.35 \times (9.6) + 1.5 \times (2.5)$$

$$q_u = 16.71 \frac{KN}{m^2}$$

$$q_p = 1.35 \times (6.84) + 1.5(2.5)$$

$$q_p = 12.984 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$q_u = 9.6 + 2.5$$

$$q_u = 12.1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_p = 6.84 + 2.5$$

$$q_p = 9.34 \text{ KN/m}^2$$

- La charge équivalente :

ELU :

$$q_{u \text{ éq}} = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i}$$

$$q_{u \text{ éq}} = \frac{(16.71 \times 1.8) + (12.984 \times 1.3)}{1.8 + 1.3}$$

$$q_{u \text{ éq}} = 15.15 \text{ KN/m}^2$$

ELS:

$$q_{s \text{ éq}} = \frac{(12.1 \times 1.8) + (9.34 \times 1.3)}{3.1}$$

$$q_{s \text{ éq}} = 10.942 \text{ KN/m}^2$$

2.4.4- Calcul des moments :

- Moments isostatiques :

ELU :

$$M_0 = \frac{q_u \text{éq} L^2}{8} = \frac{15.15 \times (3.1)^2}{8}, \quad M_0 = 18.20 \text{ KN.m}$$

- Moments en appuis :

$$M_a = 0.3 M_0, = 0.3 \times (18.20), \quad M_a = 5.46 \text{ KN.m}$$

- Moments en travée :

$$M_t = 0.85 M_0, \quad = 0.85 \times (18.20)$$

$$M_t = 15.47 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$M_0 = \frac{q_s \text{éq} L^2}{8}$$

$$= \frac{10.94 \times 3.1^2}{8}$$

$$M_0 = 13.15 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.3(13.15)$$

$$M_a = 3.95 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 13.15$$

$$M_t = 11.18 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

$$T_u(N) = q_u \times \frac{L}{2}$$

ELU :

$$T_u(N) = q_u \text{éq} \times \frac{L}{2}$$

$$T_u(N) = 15.15 \times \frac{3.1}{2}$$

$$T_u(N) = 23.48 \text{ N}$$

ELS:

$$T_u(N) = 10.94 \times \frac{3.1}{2}$$

$$T_u(N) = 16.96 \text{ N}$$

	$q_{eq}(N/ml)$	$M_0(N.m)$	$M_a = 0.3M_0$	$M_t = 0.85M_0$	$T_u(N)$
ELU	11.15	18.20	5.46	15.47	23.48
ELS	10.942	13.15	3.95	11.18	16.96

2.4.5- Calcul de ferrailage :

On considère une section rectangulaire soumise à la flexion simple, en prenant une bande de largeur $b=1m$

Tableau III.1 : Calcul de ferrailage

b (cm)	d (cm)	$f_{t28}(MPa)$	h (cm)	$\sigma_{su}(MPa)$	$f_{c28}(MPa)$	$f_e(MPa)$	$f_{bc}(MPa)$
100	18	2.1	20	348	25	400	14.2

2.4.6- Armatures longitudinales

ELU :

$$d = 0.9h = 0.9 \times 20$$

$$d = 18cm$$

En travée

$$M_{uT} = 15.47KN.m$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$= \frac{15.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.16}$$

$$\mu = 0.033$$

$$a = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$= 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times (0.033)})$$

$$a = 0.04 < 0.259$$

$$A'_s = (\text{comprimé})$$

$$z = d(1 - 0.4 a)$$

$$= 0.18(1 - 0.4(0.03))$$

$$z = 0.17m$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \sigma_s} = \frac{15.47 \times 10^{-3}}{0.17 \times 348}$$

$$A_s = 4.05 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_s = 2.6 cm^2$$

$$A_s = 4\emptyset 12 = 4.52 cm^2$$

En appuis :

$$M_{ua} = 5.46 KN.m$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.46 \times 10^{-3}}{1 \times (0.18)^2 \times 14.16}$$

$$\mu = 0.012$$

$$a = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.012})$$

$$a = 0.015 < 0.259$$

$$A_s = 0 \text{ (comprimé)}$$

$$z = d(1 - 0.4 a) = 0.18(1 - 0.4(0.015))$$

$$z = 0.17 m$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \sigma_s} = \frac{5.46 \times 10^{-3}}{0.17 \times 348}$$

$$A_s = 9.22 \times 10^{-5}$$

$$A_s = 3.93 cm^2$$

$$A_s = 4\emptyset 12 = 4.52 cm^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

- Section minimal d'armature

$$A_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times (100) \times 18 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 2.1 cm^2$$

$$A_s = \max\{A_s, A_{min}\}$$

$$A_s = 4.52 cm^2$$

$$A_s = 4\emptyset 12 = 4.52 cm^2$$

□ □ Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13$$

$$A_r = 2\emptyset 10 = 1.57 cm^2$$

En appuis :

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2\emptyset 10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

❖ Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2, 4.2)

a- Armatures longitudinale :

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm})$$

$$= \min(3 \times 20, 33 \text{ cm})$$

$$S_t = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Appuis } : \mathfrak{L} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Travée } \mathfrak{t} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$S_t \leq S_{t \max}$$

$$25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ cv}$$

$$20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ cv}$$

b-Armatures répartition :

$$S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 20, 45) = \min(80, 45) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 45 \text{ cm}$$

$$\text{-Appuis } \mathfrak{t} = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

$$\text{-Travée } : \mathfrak{t} = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

$$33 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ cv}$$

$$33 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ cv}$$

$$S_t < S_{T \max}$$

✓ vérification de l'effort tranchant :

$$r_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{23.48 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18}$$

$$r_u = 0.13 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$r_u \leq r_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{r}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{r}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$r_u = 0.13 \text{ MPa} \leq \bar{r}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

✓ Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5, 1)

$$1 \quad \frac{h}{L} \geq \max \left(\frac{M_t}{10M_0}, \frac{1}{16} \right)$$

$$\frac{119}{3.1} \geq \frac{11.18}{10(13.15)}$$

$$38.38 \geq 0.085 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$2 \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4.20}{f_e} = 0.0105$$

$$\frac{3.14}{1 \times 0.18} = 17.44 \leq 0.1$$

$$3 \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{119}{3.1} = 0.38 \geq 0.06 \dots \dots \dots \text{cv}$$

E.L.S :

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est Vérifiée :

$$a \leq \bar{a} = \frac{a-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	$M_u(N.m)$	$M_s(N.m)$	γ	$f_{c28}(MPa)$	\bar{a}	condition
En travée	15.47	11.18	1.38	25	0.69	cv
Sur appuis	5.46	3.39	1.61	25	0.555	Cv

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{5.46}{3.39} = 1.61$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_t} = \frac{15.47}{11.18} = 1.38$$

$$\bar{a} = \frac{1.61-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\bar{a} = 0.555$$

$$\bar{\alpha} = \frac{1.38-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\bar{\alpha} = 0.69$$

✓ **Vérification an l'ELS:**

Position de l'axe neutre:

$$y = \frac{15A_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b \times d \times A_s}{7.5 \times A_s^2}} - 1 \right)$$

$$y = \frac{15 \times 3.14}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{100 \times 18 \times 3.14}{7.5 \times 3.14^2}} - 1 \right)$$

$$y = 3.67 \text{ cm}$$

✓ **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 3.14^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (18 - 3.67)^2$$

$$I = 11319.7 \text{ cm}^4$$

✓ **Contrainte dans le béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{11.18 \times 10^3}{11319.7} \times 3.67$$

$$\sigma_{bc} = 3.62 \text{ MPa}$$

$$[\sigma_{bc}] = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25$$

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

- **Vérification de la flèche :**

Il sera inutile de calculer la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \Rightarrow \frac{1.19}{4.8} = 0.25 > 0.06 \dots\dots\dots cv$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{3.14}{100 \times 18} = 0.00174 < 0.0105 \dots\dots\dots cv$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M}{10M_0} \Rightarrow 0.25 \geq \frac{11.18}{10 \times 13.15} = 0.08 \dots\dots\dots cv$$

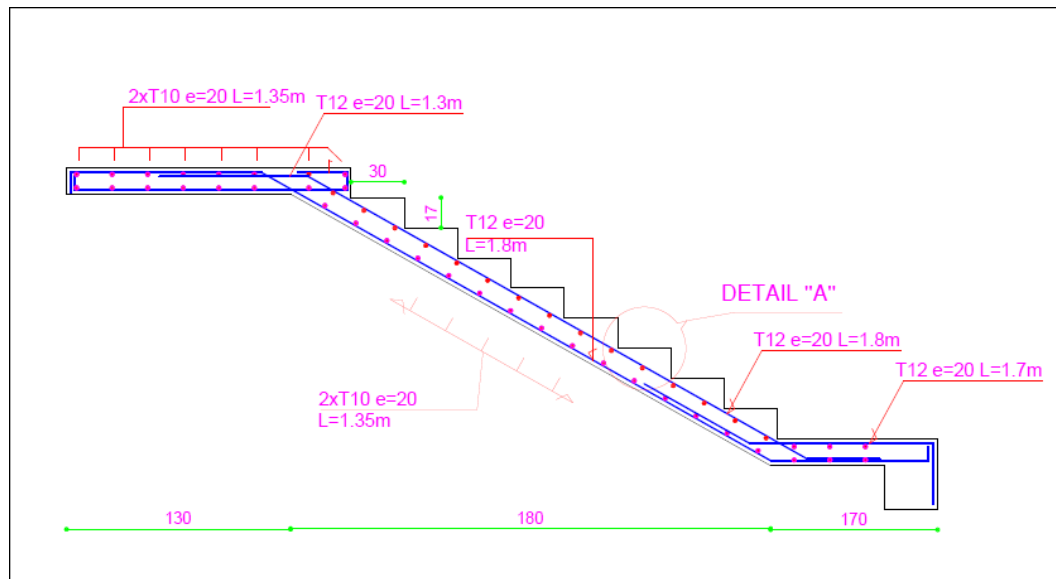


Figure 3- 4:Schéma de ferrailage

2.4.7- Combinaisons d'action

- Poutre brisée

La poutre brisée est appuyée sur les poteaux et sollicitée par les charges (réaction) provenant des volées et des paliers de repos ainsi que celle des marches porteuses. La hauteur de la poutre brisée doit vérifier les conditions suivantes

✓ Condition de la flèche.

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

L : la portée de la poutre ($L = 3.99\text{m}$)

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

$$\frac{399}{15} \leq h \leq \frac{399}{10}$$

$$26.6 \leq h \leq 39.6$$

$$h = 30\text{cm}$$

$$0.4 \cdot h \leq b \leq 0.7 \cdot h$$

$$0.4 \cdot (30) \leq b \leq 0.7(30)$$

$$12 \leq b \leq 21$$

$$b = 30\text{cm}$$

✓ Vérification de RPA :

$$b = 30\text{cm} \geq 25 \quad \dots \text{cv}$$

$$h = 35\text{cm} \geq 30 \quad \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 < 4 \dots \text{cv}$$

Donc la section de la poutre brisée est $(b \times h) = (30 \times 35)\text{m}^2$

✓ **Evaluation des charges :**

Palies :

$$G = 6.84\text{KN/m}^2$$

$$Q = 2.5\text{KN/m}^2$$

Paillasse :

$$G = 9.6\text{KN/m}^2$$

$$Q = 2.5\text{KN/m}^2$$

✓ **La charge équivalente**

$$\text{Poids du propre de la poutre} = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.225\text{KN/m}^2$$

$$\text{Poids de mur} : 2.66 \times 2.81 = 7.47\text{KN/m}^2$$

Poids de palier

$$Q = 2.5\text{KN/m}^2$$

$$G = 6.84\text{KN/m}^2$$

Poids de la paillasse :

$$G_p = 9.6\text{KN/m}^2$$

$$q_u = \frac{2(6.84 \times 1.35) + (9.6 \times 0.94)}{2(1.35) + 0.94} + 7.74 + 2.25$$

$$q_u = 17.27\text{KN/m}^2$$

Combinaisons d'action

$$Q = 2.5\text{KN/m}^2$$

ELU :

$$P_u = 1.35 \times 17.27 + 1.5 \times 2.5$$

$$P_u = 27.06\text{KN/m}^2$$

ELS:

$$P_s = 17.27 + 2.5$$

$$P_s = 19.77 \text{KN/m}^2$$

✓ **Moment Isostatique**

$$M_0 = \frac{q_{\text{ég}} \cdot l^2}{8}$$

ELU :

$$M_0 = \frac{27.06 \cdot 3.64^2}{8}$$

$$M_0 = 44.82 \text{KN/m}^2$$

$$M_a = 0.3 \times M_0$$

$$M_a = 0.3 \times 44.82$$

$$M_a = 13.45 \text{KN/m}^2$$

$$M_t = 0.85 \times M_0$$

$$= 0.85 \times 44.42$$

$$M_t = 38.09 \text{KN/m}^2$$

ELS :

$$M_0 = \frac{19.77 \times 3.64^2}{8}$$

$$M_0 = 32.74 \text{KN/m}^2$$

$$M_a = 0.3 \times M_0$$

$$M_a = 9.82 \text{KN/m}^2$$

$$M_t = 0.85 M_0$$

$$M_t = 0.85 \times 32.74$$

$$M_t = 27.83 \text{KN/m}^2$$

En travée :

$$M_{\text{ut}} = 38.09 \text{KN/m}^2$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{13.45 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.27^2 \times 14.16}$$

$$\mu = 0.01$$

$$0.01 < 0.186 (\text{pivot } A)$$

$$a = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.01$$

$$A_s = 3.64 > A_{smin} = 1.1195 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.64 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3T14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$M_a = 13.45 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13.45 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.27^2 \times 14.16}$$

$$\mu = 0.043$$

$$a = 0.055$$

$$z = 0.26 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_a}{z \sigma_s} = \frac{13.45 \times 10^{-3}}{0.26 \times 348}$$

$$A_s = 0.000289 \text{ m}^2$$

$$A_s = 2.89 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3T14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{smin} = 1.195 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.18 \text{ cm}^2 < A_{smin} = 1.195 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5\emptyset 6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

✓ **Les vérifications de l'effort tranchant**

$$r_u = \frac{V_u}{d \times b}$$

$$V_u = 27.06 \times \frac{3.64}{2}$$

$$V_u = 49.24 \text{ daN}$$

$$r_u = \frac{49.24 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.27} = 0.50 \text{ MPa}$$

Pour des fissurations par préjudiciables

On a :

$$r_u \leq \bar{r}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\}$$

$$\bar{r}_u = 3.33$$

$$r_u = 0.49 < \bar{r}_u = 3.33 \text{ vérifiée}$$

✓ **Armatures transversales:**

D'après le RPA (art.7.5.2.2) : $A_T = 0.003 S b$

$$S = \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi 2 \right)$$

$$= \min \left(\frac{30}{2}; 12\phi 2 \right)$$

$$S = 7.5cm$$

$$A_t = 0.003 \times 7.5 \times 30$$

$$A_t = 0.675cm^2$$

$$S \leq \frac{h}{2} = 15cm$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35$$

$$A_t = 5\phi 6 = 1.41cm^2$$

✓ **Vérification à ELS :**

$$M_{ser} = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{19.77 \times 3.64^2}{8}$$

$$M_{ser} = 32.74KN.m^2$$

✓ **En travée**

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

	$M_u(N.m)$	$M_{ser}(N.m)$	γ	$f_{c28}(MPa)$	\bar{a}	Condition
En travée	38.09	27.83	1.36	25	0.925	cv
En appuis	13.45	9.82	1.36	25	0.925	cv

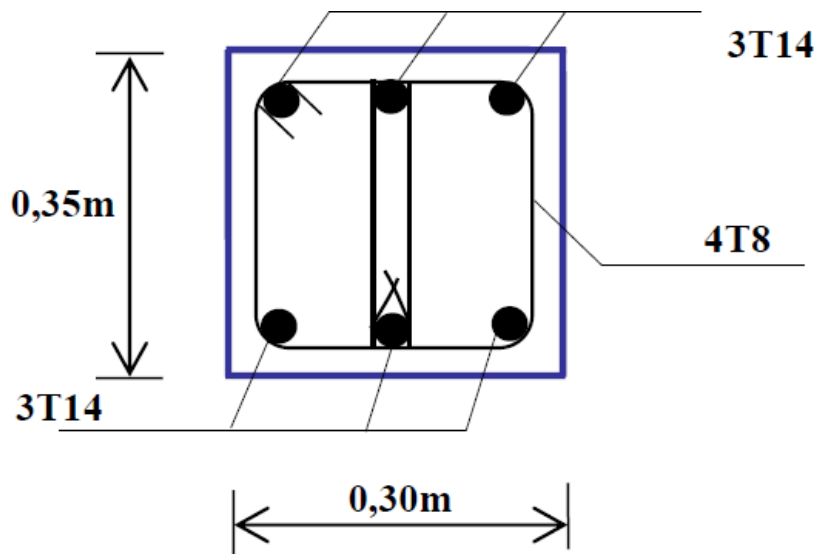


Figure 3- 5: Croquée de ferrailage de la poutre brisée

3- Le Plancher :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs, ils jouent un rôle d'isolant des différents étages du point de vue thermique et acoustique. La structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**, ce type de planchers est constitué par des éléments porteurs « **Poutrelles** », et par des éléments de remplissage « **corps Creux** », de dimensions (16x20x55) cm³, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

[Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression].

N.B : Plancher à corps creux (20+5) pour tous les étages.

3.1- Méthodes de calcul des poutrelles :

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple la méthode forfaitaire et la méthode exacte de Caquot.

3.2- Méthode forfaitaire :

- Conditions d'application :

Plancher à surcharge modérée : $Q \leq (2 \times G ; 5KN/m^2)$ □;

$$Q \leq 2 \times G$$

$$Q \leq 5KN/m^2$$

- Le moment d'inertie est constant sur toute la longueur de la travée;
- Fissuration peu nuisible ;
- Les portées successibles sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

3.3- Charge permanente et surcharge :

- **Plancher terrasse :**

Poids de la planche

$$G = 0.65 \times 6.68 = 4.342 KN/m^2$$

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65KN/m^2$$

$$\begin{cases} G_T = 4.342 KN/m^2 \\ Q_T = 0.65 KN/m^2 \end{cases}$$

- **Plancher étage courant :**

Poids De la planche

$$G = 5.60 \times 0.65 = 3.64KN/m^2$$

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975KN/m^2$$

$$\begin{cases} G_c = 3.64 KN/m^2 \\ Q_c = 0.975 KN/m^2 \end{cases}$$

Vérification des conditions.

$$Q \leq \max (2G, 5 KN/m^2)$$

Planche terrasse :

$$\begin{cases} G_T = 4.342 KN/m^2 \\ Q_T = 0.65 KN/m^2 \end{cases}$$

$$\rightarrow 2 \times 4.342 = 8.684 KN/m^2$$

$$0.65 \leq 8.684 \dots \dots \dots cv$$

Planche étage courante :

$$\begin{cases} G_c = 3.64 KN/m^2 \\ Q_c = 0.975 KN/m^2 \end{cases}$$

$$\rightarrow 2 \times 3.64 = 7.29KN/m^2$$

$$0.975 \leq 7.29 \frac{KN}{m^2} \dots \dots \dots cv$$

$$0.8 \leq \frac{5}{4.80} = 1.04 \leq 1.25 \dots \dots \dots cv$$

$$0.8 \leq \frac{3.05}{5} = 0.61 \leq 1.25 \dots \dots \dots cv$$

3.4- Application de la méthode de Caquot :

Pour déterminer toutes les sollicitations (M.T), on a plusieurs méthodes à utiliser : (Méthode forfaitaire, méthode de Caquot et méthode des 3 moments), pour notre projet on utilise la méthode de Caquot tant qu'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiées.

Remarque : en a utilisé la méthode du Caquot pour un exemple du calcul est le reste des Exemples à utiliser logicielle Robot

3.4.1- Principe de la méthode de Caquot :

Conditions d'application :

- 1 $Q > 2G$ et $Q > 500Kg/m^2$
- 2 Les charges permanentes et d'exploitation sont élevées ;
- 3 Les moments d'inertie ne sont pas constants ;

La longueur réduite L' de chaque travées est calculées comme suit :

- .L'=L pour les deux travées de rives ;
- .L'=0.8L pour les travées intermédiaires.

1^{er} Cas Etat limite ultime ELU :

$$q_u^{reduit} = 1.35 \left(2 \frac{G}{3} \right) + 1.5Q$$

$$q_u^{reel} = 1.35G + 1.5Q$$

Calcul des moments :

$$M_a = \frac{q_g L'^3 + q_d L'^3}{0.8(L'_g + L'_d)}$$

$$V = \frac{M_g - M_d}{L} - q_{reel} \times \frac{L}{2}$$

$$V_d = V_g + q_{reel} \times L$$

ELU :

Tableau 3.2 : Calcule des efforts internes (M ; T) a l'ELU

G(KN/m ²)	4.342		4.342		4.342		
Q(KN/m ²)	0.65		0.65		0.65		
L(m)	4.08		5.00		3.05		
L'(m)	4.08		4		3.05		
q_u^{reduit}	q_u^{reel}	4.88	6.84	4.88	6.84	4.88	6.84

$M_q(KN/m)$	0	11.31	9.61	0		
$M_g; M_d$ (KN/m)	0	11.31	11.31	9.61	9.61	0
$V_g(KN)$	-16.72		-16.76		-7.28	
$V_d(KN)$	11.18		17.44		13.58	
$X_0(m)$	2.4		2.5		1.06	
$M_t(KN.m)$	$0 + 40.13$ $\frac{39.40}{2}$ $= 20.43$		$11.31 + 41.9 \cdot \frac{42.76}{2}$ $= 31.83$		$9.61 + 7.72$ $\frac{7.7}{2}$ $= 13.48$	

ELS :

Tableau 3.3 : Calcul des efforts internes (M, T) [KN.m] a l'ELS

G (KN/m)	4.342		4.342		4.342		
Q (KN/m)	0.65		0.65		0.65		
L(m)	4.08		5		3.05		
L'(m)	3.08		4		3.05		
$q_u^{réduit}$	$q_u^{réel}$	3.54	4.99	3.54	4.99	3.54	4.99
$M_q(KN/m)$	0	6.79		5.45		0	
$M_g; M_d(KN/m)$	0	-6.79	-6.79	-5.45	-5.45	0	
$V_g(KN)$	-8.51		-12.74		-9.39		
$V_d(KN)$	11.84		12.21		5.82		
$X_0(m)$	1.70		2.5		1.8		
$M_t(KN.m)$	7.25		9.47		3.37		

Diagramme des moments :

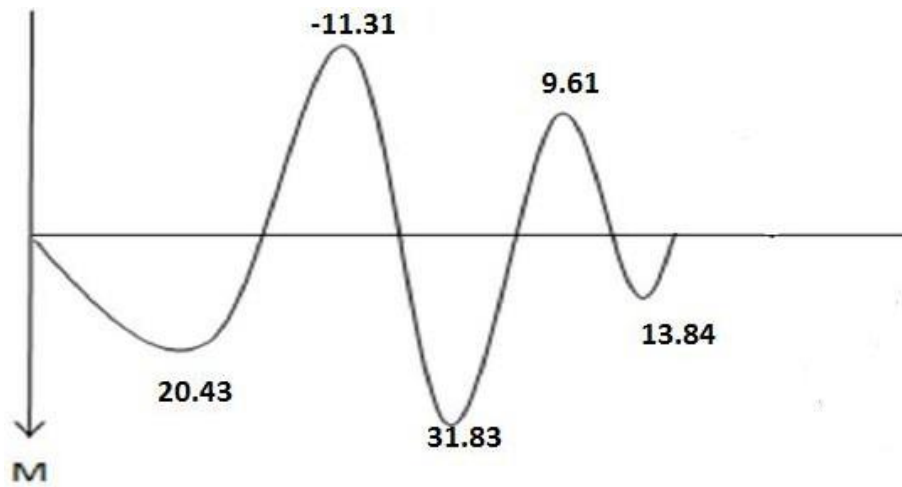


Figure 3- 6: Diagramme de moment a l 'ELU

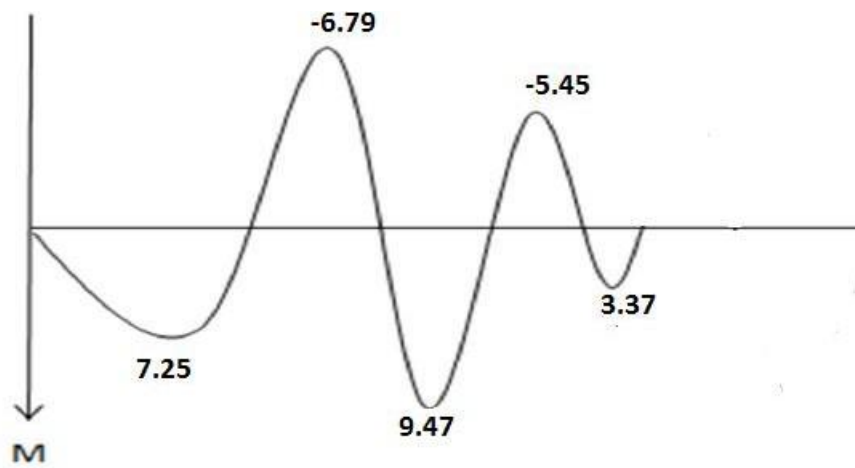


Figure 3- 7: Diagramme de moment a l 'ELS

Diagramme des efforts tranchant

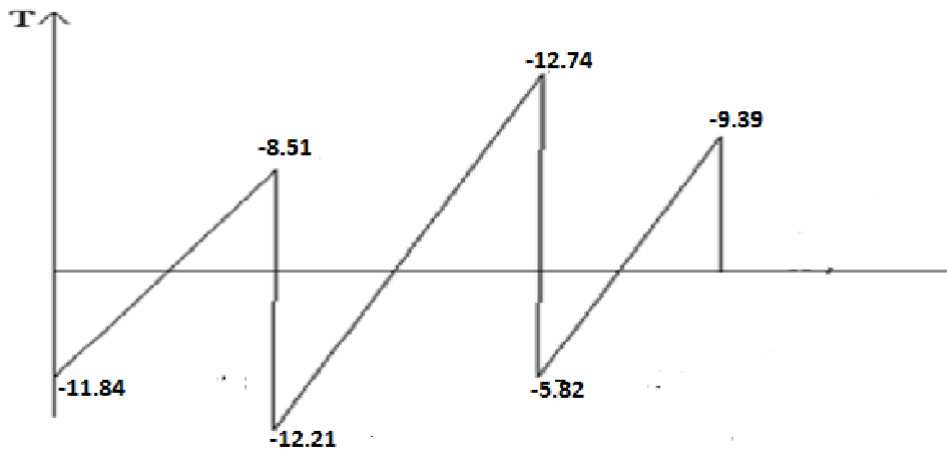


Figure 3- 8: Diagramme de l'effort tranchant a l'ELS

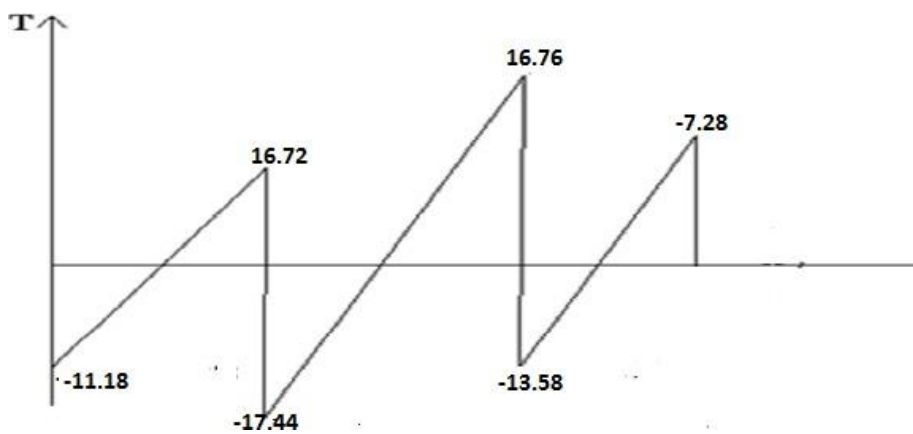


Figure 3- 9: Diagramme de l'effort tranchant a l'ELU.

3.4.2- Ferrailage de poutrelles :

$$M_{\text{travée}}^{\text{max}} = 12.93 \text{KN.m}$$

$$V_u^{\text{max}} = 16.73 \text{KN}$$

$$M_{u \text{ appuis}}^{\text{max}} = 9.91 \text{KN.m}$$

3.4.3- Armature principale entravée :

En travée:

Les calculs des armatures s'effectuent comme une poutre de section en **T** Le moment

Équilibré par la table de compression :

$$M_{Tab} = \sigma_b \cdot b \cdot h \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$= 14.17 \times 0.65 \times 0.05 \left(0.225 - \frac{0.05}{2} \right) \times 10^3$$

$$M_{Tab} = 0.000092105$$

$$M_{Tab} = 92.10 \text{KN.m} \geq M_u = 12.93 \text{KN.m}$$

→ $M_{Tab} > M_u$ → L'axe neutre tombe dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en **T** sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (b*h).

- Les caractéristique géométrique de la poutrelle sont:

$$b = 65 \text{cm} \quad ; \quad b_0 = 10 \text{cm} \quad ; \quad h = 25 \text{cm} \quad ; \quad b_0 = 5 \text{cm} \quad ; \quad d = 0.9h = 22.5 \text{cm} \quad \text{et}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12.93 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.225^2 \times 14.17}$$

$$= 0.027 < \mu_R = 0.392$$

$\mu < \mu_R$ → (pas d'armature comprimée)

Pivot A; $\xi_{st} = 10\%$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$a = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$= 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.027})$$

$$a = 0.034$$

$$z = d(1 - 0.4 a)$$

$$z = 0.22 \text{cm}$$

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

$$A_t = \frac{M_u}{z f_{bc}}$$

$$A_t = \frac{12.93}{22 \times 348} = 1.7 \text{cm}^2$$

Soit : 4HA10 + 1HA8 = 2.07 cm²

$$A_t = 1.7 \text{ cm}^2$$

✓ Vérifications

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$= 1.76 < A_t = 2.07 \text{ cm}^2 \quad cv$$

Armature principale en appuis

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9.37 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.225^2 \times 14.17}$$

$$\mu = 0.130 < \mu_R = 0.392 \rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$a = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.13})$$

$$a = 0.174$$

$$z = (1 - 0.4 a) = 0.2093 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_u}{z f_{st}} = \frac{9.37 \times 10^{-3}}{348 \times 0.18} = 0.000128 \text{ m}^2$$

$$A_a = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3HA10 \rightarrow A_a = 1.57 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.27 < \quad cv$$

✓ Appuis de rive:

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9.61 \times 10^{-3}}{1 \times 0.225^2 \times 14.16} = 0.013 \text{ cm}^2 < \mu_R = 0.392$$

$$\mu < \mu_R \rightarrow A' = 0$$

$$a = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times (0.013)}) = 0.0163 < 0.259 \rightarrow A'_s = 0 \text{ (comprimée)}$$

$$z = (1 - 0.4 a) = 0.225(1 - 0.4 \times 0.0162) = 0.223 \text{ m}$$

$$A_R = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{9.61 \times 10^{-3}}{0.223 \times 348} = 0.000123833 \text{ m}^2$$

$$A_R = 1.238 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 2HA10 \rightarrow A_R = 1.57 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 0.27 < A_R = 1.57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots cv$$

Vérification à l'ELU

$$V_u = 16.73 \text{ KN}$$

$$r_u \leq \bar{r}$$

$$\bar{r}_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{r}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$r_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{16.73 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.225}$$

$$r_u = 0.74 \text{ MPa} < \bar{r}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

Calcul des Armature transversale et de l'espacement :

Calcul des armatures transversales

Le ferrailage transversal est calculé suivant les règlements suivant :

Suivant le **RPA99V2003(Article.7.5.2.2)**

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0.003 b_0$$

$$S_t \leq \frac{h}{2}; 12\phi_l \quad \dots \dots \text{zone nodale avec : } \phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l \right)$$

$$\frac{S_t}{r} \leq \frac{h}{2} \quad \dots \dots \text{zone courante}$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t = \min(0.6; 0.8; 1) \text{ cm}$$

$$\text{Sont : } \phi_t = 0.6 \text{ cm} = 6 \text{ mm}$$

Les armatures transversales sont : $s_t = 2\phi_6 = 0.56 \text{ cm}^2$

□ Espacement

$$S_t \leq \min \left\{ \begin{aligned} &mi\{0.9d; 40 \text{ cm}\} \\ &\frac{A_t f_e}{b_0 s_t} = \\ &\frac{A_t \times 0.8 f(\sin(a) + \cos(a))}{b_0 (c_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} \end{aligned} \right.$$

a _ 90° flexion simple, armatures droites

Avec k= (pas de reprise de béton nages, flexion simple et fissuration peu nuisible).

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm} \right\}$$

$$= \left\{ \frac{25}{4}; 12 \times 0.6; 30 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t = 6.25 \text{ cm}$$

$$L = 2 \times h = 2 \times 25 = 50 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{25}{2} = 12.5cm$$

$$S_t = 12.5cm$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales**

Appuis de rives

$$A_L \geq \frac{\gamma_s \times T_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 16.73 \times 10^{-3}}{400} = 0.00004809m^2$$

$$A_L = 0.4809$$

Avec : $A_L = A_{tavée} + A_{appuis}$

$$A_L = 2HA10 + 1HA8 = 3.64cm^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaires

$$T_u = 16.73KN \quad ; f_c = \frac{M_u}{0.9.d} = \frac{-7.52}{0.9 \times 0.225} = -37.52KN$$

$$\text{On a } |f_c| \geq |V_u| \rightarrow V_u + F_c = 16.73 - 37.52 = -20.04 < 0$$

A_L^{inf} ne sont soumises a aucun effort de traction.

Vérification de la jonction table-nervure

$$\frac{c_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times b_0} \leq \bar{r}_u$$

Avec

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 0.275m$$

$$r_u = \frac{16.73 \times 10^{-3} \times 0.275}{0.9 \times 0.225 \times 0.65 \times 0.05} = 0.699MPa$$

$$r_u \leq \bar{r}_u = \min(0.13f_{c28}; 4MPa) = 3.33MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Tableau III.4 : Ferrailage des poutrelles de tous les étages.

Position	Nature	M(KN. m)	μ_{bu}	a	Z (cm)	$A_{ca}(cm^2)$	$A_{mi}(cm^2)$	$A_{ad}(cm^2)$
Étages courants	Travée	12.93	0.027	0.034	22	1.7	1.76	4HA10+1HA8=2.07
	Appui (inter)	9.37	0.130	0.174	20.93	1.30	1.57	3HA10=1.57

	Appui	9.61	0.01	0.016	22.3	1.238	1.57	3HA10
	e		3	2				
	(rive)							

✓ **Vérification a l'ELS**

a. Vérification Etat limite d'ouverture des fissures BAEL 91(Article B-6-3)

La fissuration est peu nuisible, elle n'exige donc pas de faire des vérifications.

b. Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15\text{MPa}$$

En travée

Position de l'axe neutre (y)

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{56 \times 5^2}{2} - 15 \times 2.07(22.5 - 5) = 269.125\text{cm}^2$$

$H > 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table ; d'ou calcul d'une section rectangulaire $b * h$.

$$\Rightarrow \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\frac{0.65}{2} y^2 + 15(2.07 + 0)y + 15(2.07 \times 0.225) = 0$$

$$Y = 0.022$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2$$

$$A' = 0$$

$$I = \frac{0.65}{3} \times 0.022^3 + 15 \times 2.07 \times 10^{-4} (0.225 - 0.022)^2$$

$$I = 1.30 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

Contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{9.47 \times 10^{-3} \times 0.022}{1.30 \times 10^{-4}} = 1.60\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition ob vérifiée}$$

En appuis

Position de l'axe neutre (y):

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 5^2}{2} - 15 \times 1.57 \times (22.5 - 5) = 400.37\text{cm}^3$$

$H > 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table ; d'ou calcul d'une section rectangulaire $b * h$.

$$\Rightarrow \frac{b}{2}y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\frac{0.65}{2}y^2 + 15 \times (1.57 + 0) - 15(1.57 \times 0.225) = 0$$

$$0.325y^2 + 23.55y - (23.55 - 3.375) = 0$$

$$0.325y^2 + 23.55y - 20.175 = 0$$

$$Y = 0.022$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2; A' = 0$$

$$I = \frac{0.65}{3} \times 0.022^3 + 15 \times 1.57 \times 10^{-4}(0.225 - 0.022)^2 = 0.993 \times 10^{-4}m^4$$

Contraintes:

$$\sigma_{bc} = \frac{7.25 \times 10^{-3} \times 0.022}{0.993 \times 10^{-4}} = 1.61MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Tableau 3-3 : Les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Position	$M_s(KN. m)$	Y (cm)	(cm^4)	$\sigma_b(MPa)$	Obs.
En travée	7.25	0.022	0.993	1.61	Vérifiée
En appuis	9.47	0.022	1.30	1.60	vérifiée

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les Contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

✓ **Vérification de la flèche :**

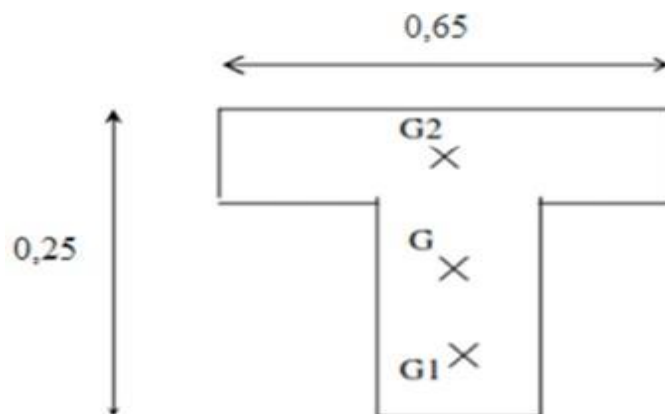


Figure 3- 10: Poutrelle Section en T

$$f_e = \frac{M_{\max} \times l^2}{9.6EI}$$

$$f' = \frac{L}{500}$$

3.4.4- Calcul de moment de l'inertie de la section totale:

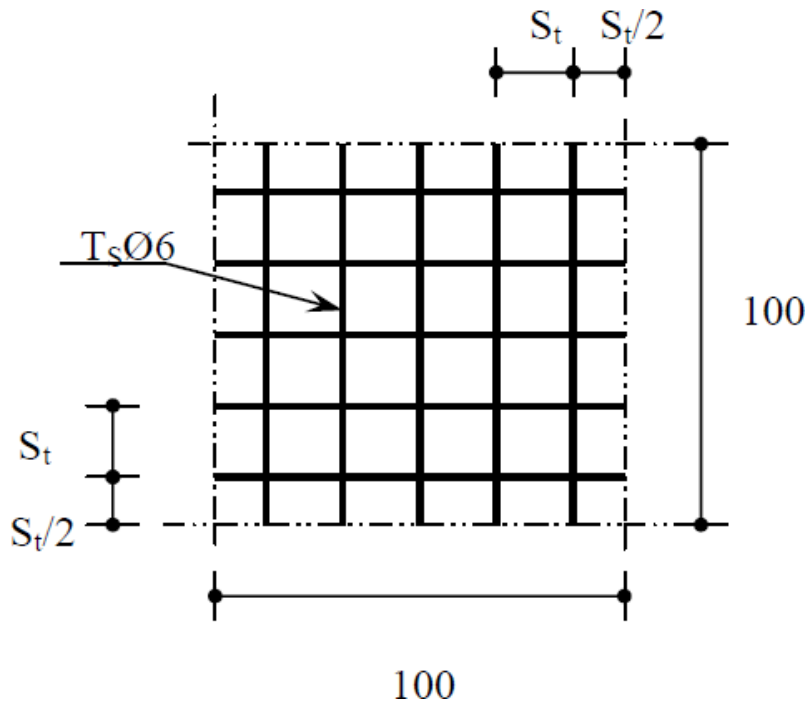


Figure 3- 11: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

$$I = \frac{bh_0^3}{12} + (bh_0) \times G_1 G_0^2 + B \frac{b^3}{12} + (BH) \times G_0 G_2^2 \times 0.04$$

$$I = (0.65 \times \frac{0.05^3}{12}) + (0.65 \times 0.05^3) + (0.10 \times \frac{0.20^3}{12}) + (5.6 \times 5.6 \times 0.04)$$

$$I = 5.84m^4$$

$$E = 10721.14MPa$$

$$M_{\max} = \frac{Pl^2}{8} = \frac{6.84 \times 5^2}{8} = 21.37KN.m$$

Calcul de f:

$$f_e = \frac{21.37 \times 5^2}{9.6 \times 10721.14 \times 10^6 \times 5.84 \times 10^{-4}} = 0.008$$

$$f' = \frac{L}{500} = \frac{5}{500} = 0.01 > f_e \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

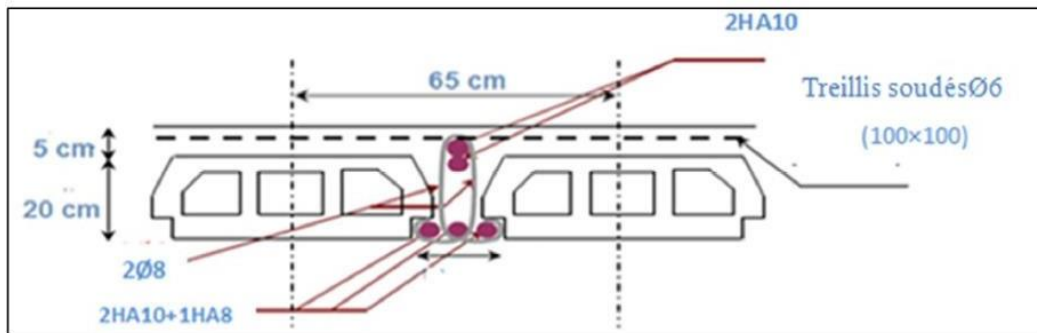


Figure 3- 12: ferrailage de poutrelle

4- LES BALCONS

Le balcon est une dalle plane en béton armé, encastrée dans une poutre de rive. Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple. Est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre des murs), et une charge d'exploitation Q .

✓ **Evaluation des charges :**

$$G = 5.27 \text{KN/m}^2$$

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

✓ **Les combinaisons :**

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(5.27) + 1.5(3.50)$$

$$\Rightarrow P_u = 12.36 \text{KN/m}^2$$

$$P_{ser} = Q + G = 5.27 + 3.50$$

$$\Rightarrow P_{ser} = 8.77 \text{KN/m}^2$$

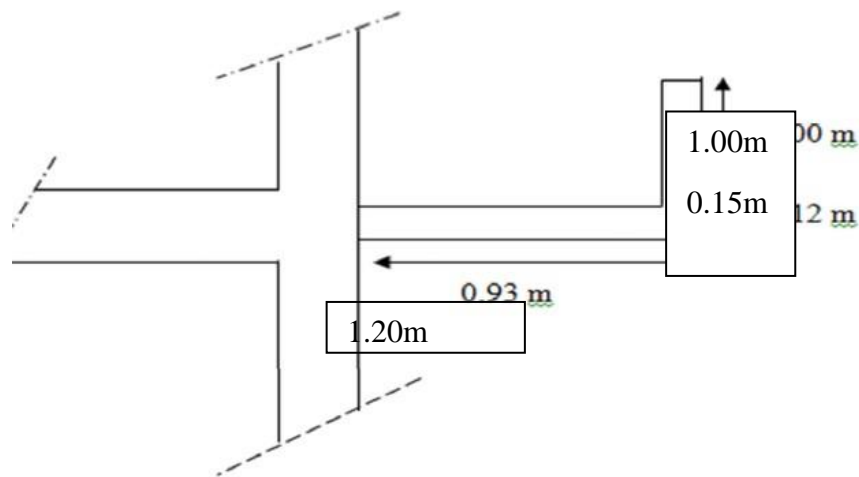


Figure 3- 13: Dimensions du balcon

❖ **Sollicitations :**

Moment a ELU:

$$M_u = \frac{P_u L^2}{2} = \frac{12.36 \times 1.2^2}{2}$$

$$M_u = 8.89 \text{ KN/ml}$$

Moment a ELS :

$$M_{ser} = \frac{P_u L^2}{2} = \frac{8.77 \times 1.2^2}{2}$$

$$M_{ser} = 6.31 \text{ KN/ml}$$

❖ **Calcul des armatures :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est expose aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc. ...). Le calcul effectuera donc a L'ELS et l'ELU.

Le calcul se faire pour une bande de 1m de largeur

Matériaux:

Beton $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $h = 15 \text{ cm}$; $M_u = 8.89 \text{ KN/ml}$

Acier $F_e E400$; $d = 13 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $M_s = 6.31 \text{ KN/ml}$

E.L.U : (B.A.E.L91 mod99)

$$F_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{(page80)}$$

$$F_{bu} = 14.166 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{cb}} \dots \dots \dots \text{(page120)}$$

$$\mu = \frac{8.89 \times 10^3}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} \rightarrow \mu = 0.037 < \mu_k = 0.186$$

Donc $A' = 0$

$$a = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \dots \dots \dots \text{(page 124)}$$

$$a = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.037}) \rightarrow a = 0.047 < 0.259$$

$$z = (1 - 0.4 a) \dots \dots \dots \text{(page 124)}$$

$$z = 0.13(1 - 0.4 \times 0.047)$$

$$z = 0.12m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

$$= \frac{8.89 \times 10^{-3}}{0.12 \times 348}$$

$$A_{st} = 2.12 \times 10^{-4} m^2 = 2.12 cm^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm²

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec } : f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6$$

$$f_{t28} = 0.06 \times 25 + 0.6 \rightarrow f_{t28} = 2.10 MPa$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.5 cm^2$$

$$A_{min} > A_s$$

$$\text{donc } A_s = 1.5 cm^2$$

$$A_s = 4HA10 = 3.14 cm^2/ml$$

❖ **Les armatures de répartition**

$$A_{rep} = \frac{A_{st}}{4}$$

$$A_{rep} = \frac{3.14}{4} \rightarrow A_{rep} = 0.89 cm^2$$

On adopte $A_{rep} = 4HA10 = 3.14 cm^2$

❖ **Calcul de l'espacement :**

❖ **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min(3h; 33) cm \rightarrow S_t \leq \min(3 \times 15; 33 cm)$$

$$S_t \leq 33 cm$$

On prend : $S_t = 20 cm$

❖ **Armature transversale :**

$$S_t \leq \min(4h; 45) \text{ cm} \rightarrow S_t \leq \min(4 \times 15; 45) \text{ cm}$$

$$S_t \leq 45 \text{ cm}$$

On prend : $t = 20 \text{ cm}$

✓ **Vérification a L'ELS :**

Position de l'axe neutre :

$$Y = 15A_s \frac{\sqrt{(1 + b.d.A_s/7.5A_s)^2 - 1}}{b}$$

$$Y = \frac{15 \times 2.12 \sqrt{(1 + 100 \times 10 \times 2.12 / 7.5 \times (2.12)^2) - 1}}{100}$$

$$Y = 2.50 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{100(2.50)^3}{3} + 15(2.12)(10 - 2.50)^2$$

$$I = 2309.58 \text{ cm}^4$$

• **Contrainte dans le béton:**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{6.31 \times 10^3}{2309.58} \times 2.50$$

$$\sigma_{bc} = 6.83 \text{ MPa}$$

$$[\sigma_{bc}] = 0.6 f_{c28}$$

$$[\sigma_{bc}] = 0.6 \times 25$$

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

Donc : $\sigma_{bc} = 6.83 \text{ MPa} < [\sigma_{bc}] = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifies}$

• **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times 6.31 \times 10^3}{2309.58} \times (10 - 2.50)$$

$$\sigma_s = 430.25 \text{ MPa}$$

$\eta = 1,6 \rightarrow$ pour les aciers HA : $\sigma_s = 240 \text{ MPa}$

donc $\sigma_s = 430.25 \text{ MPa} < [\sigma_s] = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

- Le ferrailage de l'E.L.U convient pour l'E.L.S

✓ Vérification l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \min \left[0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right]$$

Avec $V_u = \frac{P_u l^2}{2} = \frac{12.36 \times 3.15^2}{2}$

$V_u = 61.32\text{MPa}$

$r_u = 0.04\text{MPa} \leq 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$

✓ Vérification de la flèche:

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{0.15}{1.2} = 0.125 \geq 0.062 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.20}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2.12}{100 \times 13} = 0.00163 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

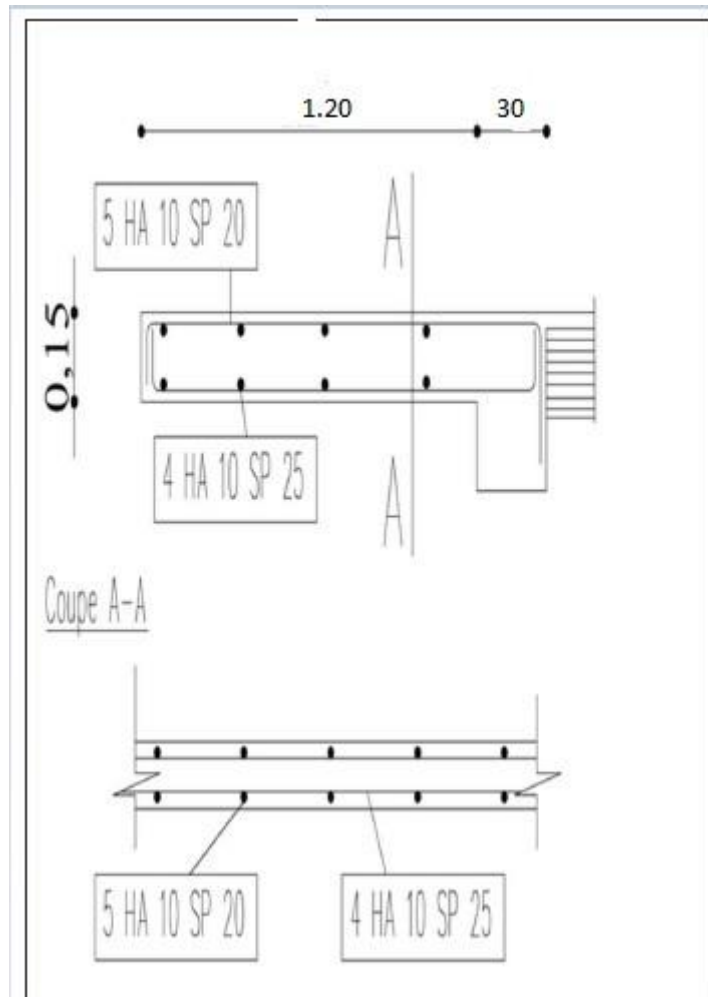


Figure 3- 14:schéma ferrailages de balcon

Chapitre IV

Etude dynamique et sismique

1- Introduction :

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts a été conduite par le logiciel ROBOT.

2- Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

3- Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- ❖ La méthode statique équivalente.
- ❖ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Pour notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas satisfaites (forme régulière, zone II_a , groupe d'usage 2 et hauteur > 23m). A cet effet, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale, qui elle reste applicable et dont l'utilisation est possible et simplifier avec le logiciel ROBOT.

4- Calculs :(suivant le RPA99/V2003)**4.1- Calcul de la force sismique totale :**

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

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

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 (RPA99/V2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Notre bâtiment étant implanté en zone " II_a " et groupe d'usage « 2 » $\Rightarrow A=0.15$.

R : coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 (RPA99/V2003), en fonction du système de contreventement. Notre bâtiment est constitué par un système de contreventement mixte assuré par des voiles et portiques. $R = 4$.

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & ; 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & ; T_2 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3} \times (3/T)^{5/3} & ; T \leq 3s \end{cases}$$

η :Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Le tableau 4-2: Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel Nous avons un contreventement des portiques en béton armé dense donc on prend : $\xi = 7\%$.

D'où $\eta = 0,881 > 0,7$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7) Le site de Notre bâtiment étant considéré meuble (S2) (**rapport de sol conclusion**) $\Rightarrow T_2=0.5\text{Sec}$.

4.2- Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. -La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = c_T \cdot h_n^{3/4}$$

Avec :

h_n : Hauteur mesurée en m a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_n = 15.3\text{m}$$

c_T : coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donne par le Tableau (4.6) des RPA99/Version2003. Notre structure est contreventée par des voiles en béton armé, ce qui donne $c_T = 0.05$ (Tableau (4.6) des RPA99/Version 2003)

$$\text{Donc : } T = 0.05 \times 15.3^{3/4} = 0.39 \quad T = 0.39\text{s}$$

$$\text{On a : } 0 \leq T \leq T_2 \quad (T_2=0.5 \text{ sec} \quad D = 2.5\eta = 2.202$$

Q : Facteur de qualité, sa valeur est fonction :

- La redondance et la géométrie des éléments
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

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

P_q Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. Sa valeur est donnée au tableau (4.4) des RPA99/Version 2003.

Le tableau suivant résume les pénalités appliquées à la structure.

Tableau. 4.1.- Valeurs des pénalités P_q

Critère q	P_{qx}	P_{qy}
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	/	/
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	0.10
$\sum P_q$	0.20	0.20

$Q = 1.20$ et W : poids de la structure. β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du (RPA99/version2003).

Dans notre cas $\beta = 0.20$

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

$$W_i = W G_i + \beta W Q_i$$

$W G_i$: Poids du aux charges Permanentes.

$W Q_i$: Charge d'exploitation.

W = 1798.90kn (D'après le ROBOT).

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W \rightarrow V = \frac{0.15 \times 2.202 \times 1.2}{4} \times 1780037.41 \times 10^{-3} \rightarrow V = 176.38t$$

5- Méthode dynamique modale spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Pour les structures irrégulières En plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL degré de liberté (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

5.1- Spectre de réponse de calcul :

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

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

5.2- Nombre de mode a considéré :

D'après l'article 4.3.4 du RPA, le nombre des modes de vibration à retenir en compte dans chaque direction d'excitation doit être :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure. Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

6- Les résultats obtenus à partir du logiciel (ROBOT) :

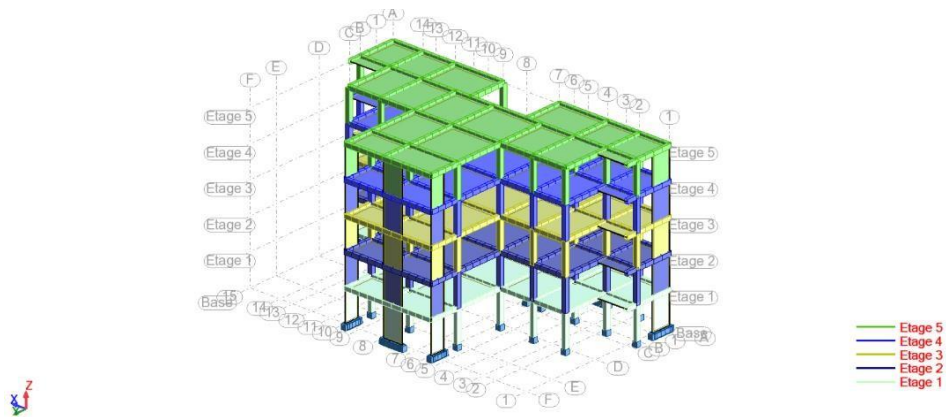


Figure 4- 1: vue générale du modèle

➤ **Les modes et périodes de la structure :**

Tableau 4-2 : ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque modèle

Mode	Fréquence(Hz)	Période (sec)	Masses cumulées UX(%)	Masses cumulées UY(%)	Masses modale UX(%)	Masses modale UY(%)
1	2.05	0.49	0.0	75.66	0.00	75.66
2	2.20	0.45	76.16	75.66	76.16	0.00
3	2.67	0.37	76.59	75.66	0.42	0.00
4	6.91	0.14	76.82	89.37	0.24	13.72
5	7.59	0.13	90.89	89.60	14.08	0.23
6	8.65	0.12	90.92	90.38	0.03	0.77
7	9.73	0.10	90.97	90.39	0.05	0.01
8	11.86	0.08	91.23	90.45	0.26	0.05
9	12.52	0.08	91.32	94.20	0.09	3.76
10	13.49	0.07	92.77	95.02	1.45	0.81

- Le premier mode et le deuxième mode de translation.
- Le troisième mode est un mode de torsion.
- La participation massique dépasse le seuil de 90% au septième mode.

➤ **Modes 1 : translation suivant l'axe y :**

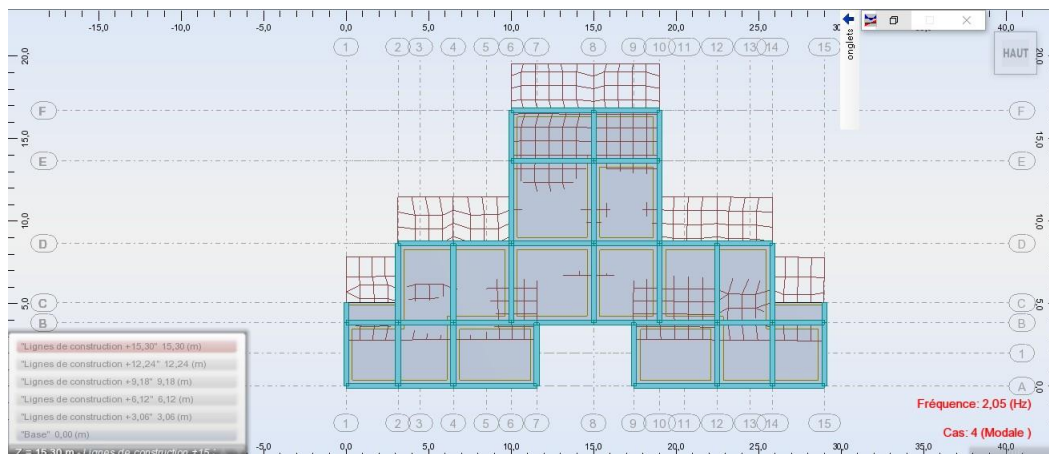


Figure 4- 2: Modes 1, translation suivant l'axe y

➤ Modes 2 : translation suivant l'axe x :

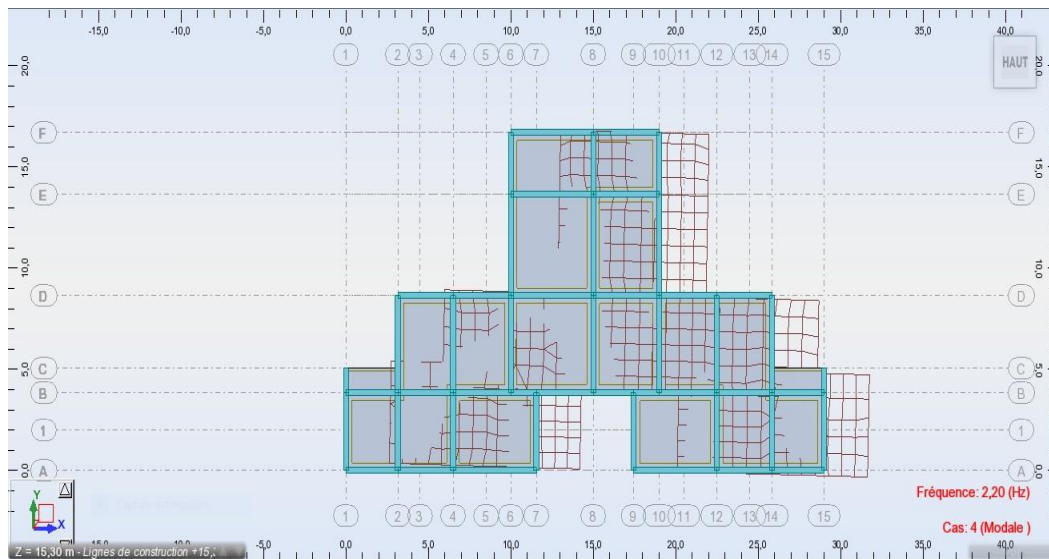


Figure 4- 3: Modes 2, translation suivant l'axe x

➤ Mode 3 : rotation suivant L'axe Z :

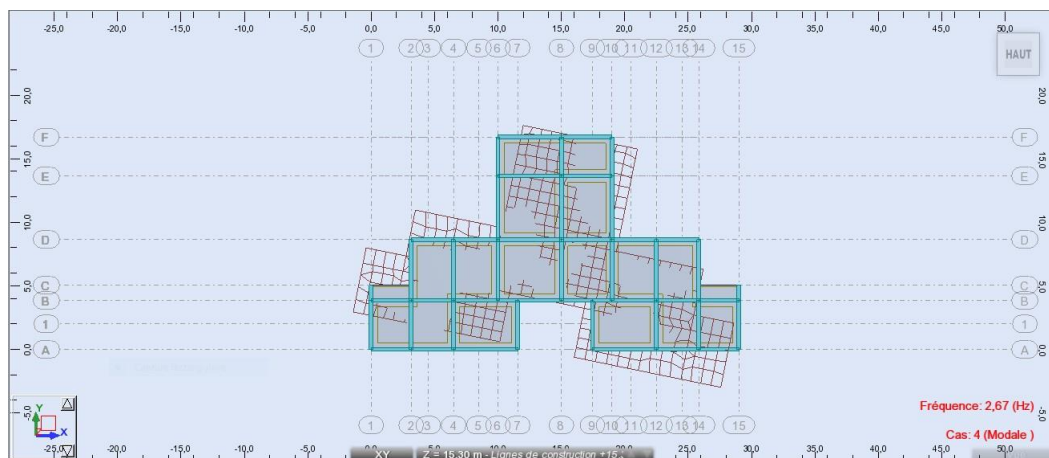


Figure 4- 4: Mode 3, rotation suivant L'axe

6.1- Caractéristiques géométrique et massique de la structure :

a) **Centre de masse :** leurs coordonnées sont données par :

$$X_m = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_m = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec M_i : la masse de l'élément i

X_i, Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère global

b) **Centre de torsion :** leurs coordonnées sont données par :

Tableau 4- 3 : les coordonnées de Centre de torsion

Nom	G(x, y, z)(m)	R(x, y, z)(m)	e _{x0} (m)	e _{y0} (m)
Etage 1	14.45 6.39 2.54	14.51 6.79 2.54	0.06	0.40
Etage 2	14.45 6.35 5.60	14.51 6.79 5.60	0.06	0.40
Etage 3	14.45 6.39 8.66	14.51 6.79 8.66	0.06	0.40
Etage 4	4.45 6.39 11.72	4.51 6.79 11.72	0.06	0.40
Etage 5	4.53 6.42 14.79	4.51 6.79 14.79	0.02	0.37

c) **Calcul des excentricités :**

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité entre le centre de rigidité et le centre de gravité doit être prise en compte. Les efforts tranchant négatifs dus à la torsion doivent être négligé. Pour tous les structures comportant des planchers ou diaphragme horizontaux rigide dans leur plan, en supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultante des plans.

7- Calcul de l'excentricité théorique :

$$e_x = |X_m - X_t| \quad e_y = |Y_m - Y_t|$$

7.1- Calcul de l'excentricité accidentelle : RPA99/V2003 Article (4.3.7) :

Quand il est procédé à une analyse par modèles plans dans les deux directions orthogonales les effets de la torsion accidentelle d'axe vertical sont à prendre en compte. Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

- Dans le sens X est : $L_X = 29.35 \text{ m}$
- Donc : $e_x = 0.05 \times L_X = 1.46 \text{ m}$
- Dans le sens Y est : $L_Y = 17.05 \text{ m}$
- Donc : $e_y = 0.05 \times L_Y = 0.85$

Les résultats de tous les niveaux sont dans le tableau suivant :

Tableau 4.4: Vérification de l'excentricité.

Niveau	L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle		L'excentricité totale	
	e_x	e_y	e_x	e_y	e_x	e_y
1	0.06	0.40	1.45	0.85	1.46	0.83
2	0.06	0.40	1.45	0.85	1.46	0.83
3	0.06	0.40	1.45	0.83	1.45	0.83
4	0.06	0.40	1.45	0.83	1.45	0.83
5	0.06	0.40	1.45	0.83	1.45	0.83

7.2- Les vérifications :

a) Vérification de la période :

$$T1 = c_T \cdot h_n^{3/4} \rightarrow T1 = 0.39$$

$$T2 = 0$$

$$T3 = 0.09 \times h_N / \sqrt{D} \rightarrow \begin{cases} D_x = 229.35 & T_x = 0.25s \\ y = 17.05 & \rightarrow \{ T_y = 0.33s \end{cases}$$

$$\rightarrow T3 = ma[T_x, T_y] \rightarrow T3 = 0.33s$$

$$\text{Donc : } T = \min(T1, T2, T3) \rightarrow T = 0.39$$

Les valeurs de T calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthode numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%. Après l'analyse de la structure avec logiciel ROBOT la période est: $T = 0.49s$ la période empirique :

$$T + 30\%T = 1.3 \times 0.39 = 0.507s$$

$$(ROBOT) = 0.49s < 0.507s \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié, afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile Sous sollicitation d'ensemble dues au séisme La formule utilisée est la suivante :

$$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Tableau 4.5 : Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	$N_d(KN)$	Type de poteau	$B(m)^2$	ν	Remarque
1	1098940.68	40*40	160000	0.27	vérifiée

c) Vérification de l'effort tranchant

L'effort tranchant obtenu par ROBOT est : $\begin{cases} V_{xd} = 159.4t \\ V_{yd} = 151.27t \end{cases}$

Donc : $\begin{cases} V_{xd} = 159.4t > 0.8 \times V_{stat} = 141.2t \\ V_{yd} = 151.27t > 0.8 \times V_{stat} = 141.2t \end{cases} \rightarrow \text{condition vérifiées.}$

d) Vérification de déplacement :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$e_k = R \cdot e_{k}$$

e_k : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet sde torsion)

R: Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = e_k - e_{k-1}$$

Le déplacement relatif latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. Etage couramment RDC : $1\% H = 0.01 \times 3.06 = 0.0306m = 3.06cm.$

Tableau 4. 5: résultats des déplacements

niveau	Δ_{Kx}	Δ_{Ky}	1%(cm)	vérification
4	0.5	0.5	3.06	Cv
3	0.9	1	3.06	Cv
2	0.9	1	3.06	Cv
1	0.7	0.9	3.06	Cv
RDC	0.5	0.7	3.06	cv

e) Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

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 :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0.1$$

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

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_k : hauteur de l'étage "k".

Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k \geq 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

➤ **Sens X-X**

Tableau 4.7 : Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X-X

Niveau	$P_k(t)$	$\Delta_k(t)$	$V_k(t)$	$h_k(m)$	$V_k \times h_k$	$P_k \times \Delta_k$	θ_k	$\theta_k \leq 0.10$
1	369.166	0.005	158.87	3.06	486.14	1.84	0.0037	OK
2	369.166	0.009	149.52	6.12	915.06	3.32	0.0036	OK
3	369.166	0.009	127.89	9.18	1174.03	3.32	0.0028	OK
4	369.166	0.007	95.89	12.24	1173.69	2.58	0.0022	OK
5	322.238	0.005	50.70	15.3	775.71	1.61	0.0020	OK

➤ **Sens Y-Y**

Tableau 4.8 : Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y-Y

Niveau	$P_k(t)$	$\Delta_k(t)$	$V_k(t)$	$h_k(m)$	$V_k \times h_k$	$P_k \times \Delta_k$	θ_k	$\theta_k \leq 0.10$
1	369.166	0.005	150.52	3.06	460.59	1.84	0.0039	OK
2	369.166	0.01	141.46	6.12	865.73	3.69	0.0042	OK
3	369.166	0.01	121.73	9.18	1117.48	3.69	0.0033	OK
4	369.166	0.009	91.30	12.24	1117.51	3.32	0.0029	OK
5	322.238	0.007	48.85	15.3	747.40	2.25	0.0030	OK

➤ **Sens transversal :**

Pour tous les étages on a $\theta < 0.1$ donc l'effet P- Δ sera négligé dans le sens transversal.

➤ **Sens longitudinal :**

Pour tous les étages on a $\theta < 0.1$ donc l'effet P- Δ sera négligé dans le sens longitudinal.

f) Vérification au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol – fondation. le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai

❖ **Méthode de calcul :**

$$\sum W_k b_i \geq \sum F_k h_k$$

- W_k : Le poids calculé à chaque niveau (k) ;

W_{kg} : Poids dû aux charges permanentes.

W_{kq} : Poids dû aux charges d'exploitation.

- b_i : Centre de gravité de la structure dans le sens Y : $b_i = X_G = 14.45m$
- b_i : Centre de gravité de la structure dans le sens X : $b_i = Y_G = 6.40m$ □
- F_k : la somme des forces sismiques à chaque étage k ;
- h_k : La hauteur de l'étage k.

8- Calcule la force sismique

$$F_k = \frac{(V-F_t)W_{ki}}{\sum W_i h_i}$$

F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $T \geq 0.7s$ $F_t = 0$

Tableau 4.9. Calcule la force sismique

niveau	W_i	h_i	$W_i h_i$	$V(W_i h_i)$	F_k
1	369.166	3.06	1129.64	199245.90	12.27
2	369.166	6.12	2259.29	398493.57	24.55
3	369.166	9.18	3388.94	597741.23	36.83
4	369.166	12.24	4518.59	796988.90	49.11
5	322.238	15.3	4930.24	869595.73	53.59
		Total	16226.7		176.35

Tableau 4.10 : Vérification au renversement sens X-X

Niveau	$F_k(t)$	$h(m)$	$W_k(kn)$	$b_i(m)$	$W_k * b_i$	$F_k * h_k$
1	12.27	3.06	369.166	14.45	5334.44	37.54
2	24.55	6.12	369.166	14.45	5334.44	150.25
3	36.83	9.18	369.166	14.45	5334.44	338.09
4	49.11	12.24	369.166	14.45	5334.44	601.10
5	53.59	15.3	322.238	14.45	4656.339	513.92

$$\sum W_k . b_i = 125994.09t.m$$

$$\sum F_k . h_i = 1640.89t.m$$

$$\rightarrow \sum W_i . b_i \geq \sum F_k . h_k \rightarrow \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Tableau 4. 11 : Vérification au renversement sens Y-Y

Niveau	$F_k(t)$	$h(m)$	$W_k(kn)$	$b_i(m)$	$W_k * b_i$	$F_k * h_k$
1	12.27	3.06	369.166	6.40	2362.66	37.54
2	24.55	6.12	369.166	6.40	2362.66	150.24
3	36.83	9.18	369.166	6.40	2362.66	338.09
4	49.11	12.24	369.166	6.40	2362.66	601.10
5	53.59	15.3	322.238	6.40	2062.32	819.92

$$\sum W_k . b_i = 11512.96t.m$$

$$\sum F_k . h_i = 1946.89t.m$$

$$\rightarrow \sum W_i . b_i \geq \sum F_k . h_k \rightarrow \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

9- Justification d’interaction portiques –voiles (R)

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l’effort tranchant d’étage

Tableau 4.12. Justification d’interaction portiques –voiles (R)

n	Voiles				Portiques							
					X-X				Y-Y			
	$W_T(t)$	$W_T(\%)$	$w_v(t)$	$W_v(\%)$	$W_{Tp}(t)$	$W_{Tp}(\%)$	$W_p(t)$	$W_p(\%)$	$W_{Tp}(t)$	$W_{Tp}(\%)$	$W_p(t)$	$W_p(\%)$
1	1798.90	100	500	27	159.4	100	42	26.34	26.34	159.4	100	25.05

10- Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l’augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Chapitre V

*Ferraillage des éléments structuraux
(poteaux, poutres, voiles)*

1- Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux -Poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la Résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers Doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

2- Combinaisons d'actions :

Les sollicitations de calcul du ferrailage des portiques sont les combinaisons de deux actions, celles des charges verticales et celles des charges horizontales. Les combinaisons d'actions sont données par le RPA 99 / V 2003 et le BAEL 91.

- G : Charges permanentes
- Q : Charges d'exploitations
- E : Effet du séisme

2.1- Les portiques :**a) Pour les poutres :**

Suivant BAEL91B6.1.2.1P90

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$

Suivant RPA99/V 2003 Art5.2 p53

- $G+Q\pm E$
- $0.8 G\pm E$

b) Pour les poteaux :

Suivant BAEL 91

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$

Suivant RPA99/V2003

- $G+Q\pm 1.2E$
- $0.8 G \pm E$

c) Les voiles :

Suivant RPA 99 Art5.2 P53

- $G+Q\pm E$
- $0.8 G \pm E$

2.2- Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par un moment fléchissant et un effort tranchant, donc le calcul se fera en flexion simple en considérant la fissuration comme étant peut préjudiciable.

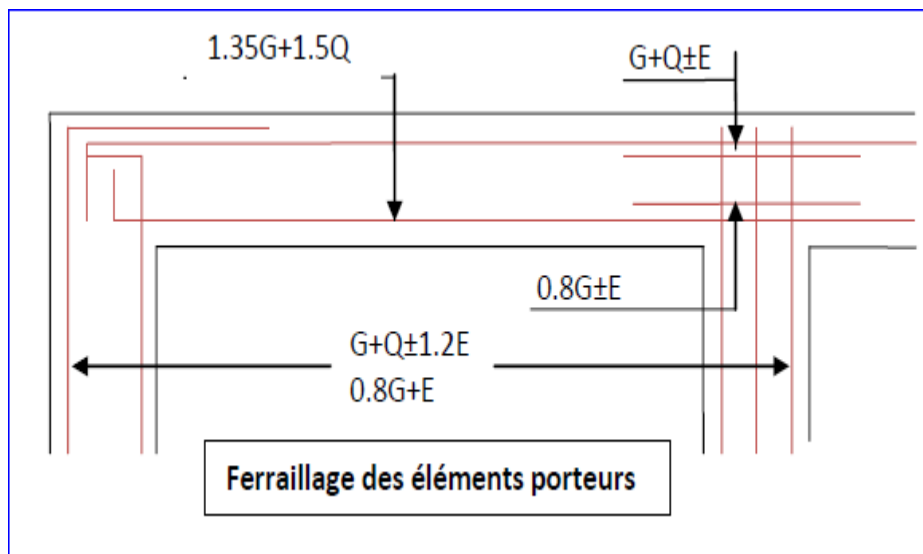


Figure 5- 1: ferrailage des éléments poutres

2.2.1- Ferrailage longitudinal :

Le ferrailage se fera conformément aux règlements BAEL91 :

Tableau V -1 : Tableau récapitulatif des résultats des moments et efforts tranchants

Poutre	ELU		ELA		ELS		L'effort Tranchant T(KN)
	M_{max} (travée) (KN.m)	M_{min} (appuis) (KN.m)	M_{max} appuie inf. $0.8G+E$ (KN.m)	M_{min} appuis Sup $(G+Q+E)$ (KN.m)	M_{max} (travée) (KN.m)	M_{min} (appuie) KN.m	
PP (30*40)	15.6	24.1	74	78.7	26.8	44.4	44.36

❖ Exemple de calcul :

1) Poutres principales (30x40) cm² :

- Section (30x40) cm²

- Caractéristiques de matériaux :

Béton : $f_{c28} = 25MPa$.

Aciers HA : $f_e = 400MPa$

- Hypothèses de calcul :

BAEL91.

RPA99/V2003.

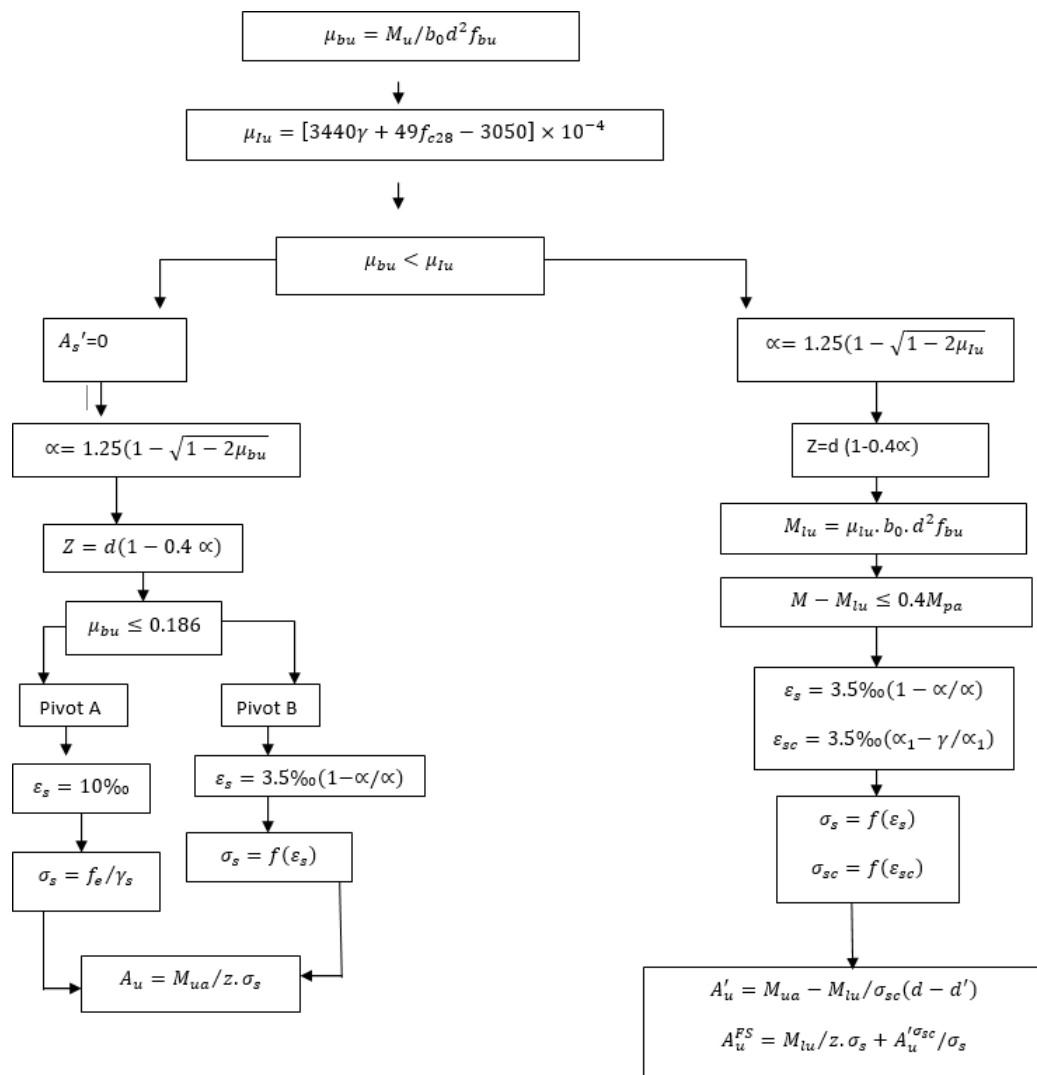


Figure 5- 2: Organigramme de la flexion simple (BAEL91)

- En travée : (combinaison durables)

$$\frac{156 \times 10^3}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2 \times 10^3} = \mu \rightarrow \mu = 0.028 < \mu_{lim} = 0.391$$

L'état limite atteint au pivot A.

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.028}) = 0.035$$

$$A_s = \frac{0.81\alpha_u b d f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.81 \times 0.035 \times 30 \times 36 \times 14.2}{348} = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 b. d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

- En appuis supérieur: (combinaison accidentelles)

$$\mu = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{487 \times 10^3}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2 \times 10^3} \rightarrow \mu = 0.14 < 0.379$$

L'état limite atteint au pivot A

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.14}) = 0.19$$

$$A_s = \frac{0.81\alpha_u b d f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.81 \times 0.19 \times 30 \times 36 \times 14.2}{348} = 6.78 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte } 3HA12 + 3HA14 = 8.01 \text{ cm}^2$$

En appuis inférieur : (combinaison accidentelles)

$$\mu = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{740 \times 10^3}{0.35 \times 0.36^2 \times 14.2} \rightarrow \mu = 0.114 < \mu_{lim} = 0.379$$

- L'état limite atteint au pivot A.

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.114}) = 0.151$$

$$A_s = \frac{0.81\alpha_u b d f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.81 \times 0.151 \times 30 \times 36 \times 14.2}{348} = 5.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adapte } 3HA16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 b. d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2 \quad cv$$

✓ Vérification à ELS:

Le BAEL (article .4.5.2) préconise que l'on peut se dispenser de vérifier la contrainte maximale du béton pour des sections rectangulaires soumises à la flexion simple, et dont les armatures sont de classe FeE400, et la fissuration est peut préjudiciable et si la condition suivante est remplie :

• En travée : $= \frac{M_u}{M_s} = \frac{15.6}{26.8} = 0.58$

$a_u = \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq a = \frac{y}{d} \rightarrow 0.04 \geq 0.33 \rightarrow$ non vérifie

• En appuis supérieur : $= \frac{M_u}{M_s} = \frac{7.87}{4.44} = 1.77$

$a_u = \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq a = \frac{y}{d} = \frac{13.21}{36} = 0.36 > a$ donc vérifie

✓ La vérification des contraintes est nécessaire à ELS.

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

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$

La contrainte à une distance x de l'axe neutre est: $(\sigma) = \frac{M_s}{I}$ Et on a :

La contrainte maximale dans le béton comprimé (x=y): $\sigma_{bc} = Ky$

La position de l'axe neutre :

$y = a \times d = 0.04 \times 36 = 1.44cm$

$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2$ donc $I = 69378.941 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = \left(\frac{M_s}{I}\right) \cdot y = 4.64MPa < \bar{\sigma} = 15MPa \rightarrow c \text{ est vérifié.}$

La section étant soumise moment M_{ser} :

$\sigma_s \leq \bar{\sigma} = \min\{2f_e/3, 110\sqrt{\eta F_{tj}}\}$

$\bar{\sigma} = \min\{266.6, 201.6\}$

$\bar{\sigma} = 201.6 MPa$

$\sigma_s = n \cdot \frac{M_s}{I} (d - y) =$

$\sigma_s < \bar{\sigma} = 201.6MPa \rightarrow c' \text{ est vérifié}$

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$T_{max} = 44.36kn$

$r_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{44.36 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36} = 0.41MPa$

$\bar{r} = \min\left(\frac{0.2f_{c288}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 3.33MPa$

$r_u = 0.41MPa \leq \bar{r} = 3.33MPa \dots \dots \dots cv.$

❖ **Vérification de la flèche :**

D'après le règlement BAEL91 article (b.6.5, 2) :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.40}{4.70} = 0.08 \geq \frac{1}{6} = 0.06 \dots \dots \dots cv$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M}{10.M_0} \rightarrow \frac{0.40}{4.70} = 0.085 \geq \frac{1}{10 \times 4.44} = 0.06 \dots \dots \dots cv$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2f_{t28}}{f_e} \rightarrow \frac{6.03}{30 \times 36} = 0.005 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots cv$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

❖ **Vérification de la section minimale exigée par le RPA :**

La section exigée par RPA99/revu2003 est :

- Pourcentage minimale d'acier longitudinal sur toute la longueur de la poutre :

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

- Pourcentage maximale d'acier longitudinal:

$$A_{max} = 4\%(b \cdot h) = 0.04 \times 40 \times 30 = 48cm^2 \text{ En zone courante.}$$

$$A_{max} = 6\%(b \cdot h) = 0.06 \times 40 \times 30 = 72cm^2$$

Tableau 5 -2: Tableau résumé la vérification de la section minimale et maximale

	A_s adopté(cm^2)	A_s min(cm^2)	A_s max(cm^2)	
En travée	3HA16=6.03cm²	6	48	Cv
En appuis sup	3HA14+3HA12+=8.01cm²	6	72	Cv
En appuis inf.	3HA16=6.03cm²	6	72	Cv

a) Ferrailage transversale :

D'après BAEL : $\phi_t \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_L)$

$$\phi_t \leq \min(1.14; 3;)$$

On choisit a priori un diamètre égal (8 mm) c.à.d.

✓ Choix de St :

- d'après BAEL : $S_t \leq \min(0.9d; 40cm) = 32.4cm$

- D'après RPA : $S_t = \min(\frac{h}{4}; 12\phi_L; 30cm) = 10cm$ en zone nodale en d'hors de la zone nodale.

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20cm$$

Donc : $S_t = 10cm$ En zone nodale.

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20cm \quad \text{En d'hors de la zone nodale.}$$

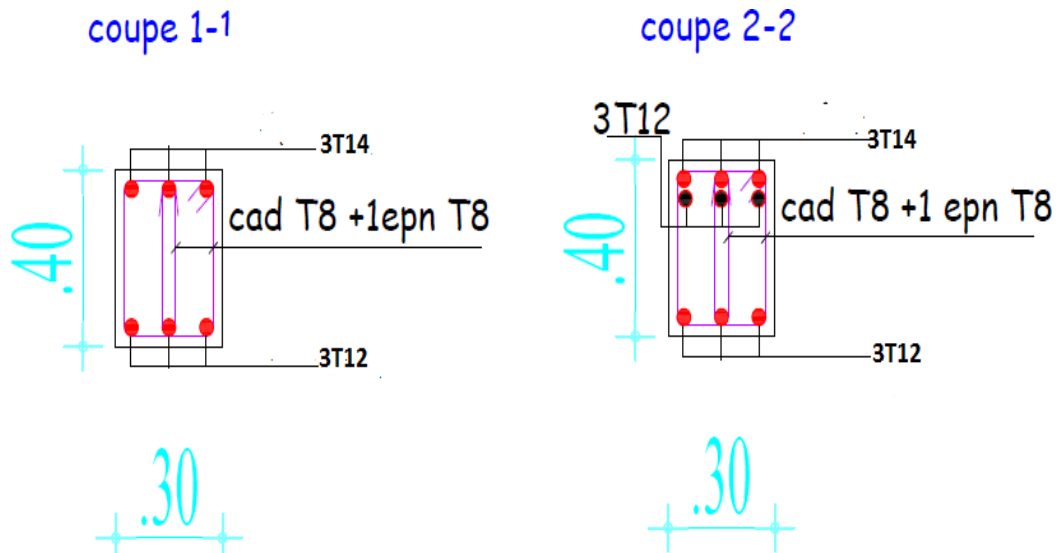


Figure 5- 3: Schéma de ferrailage de la poutre principale (30x40) cm²

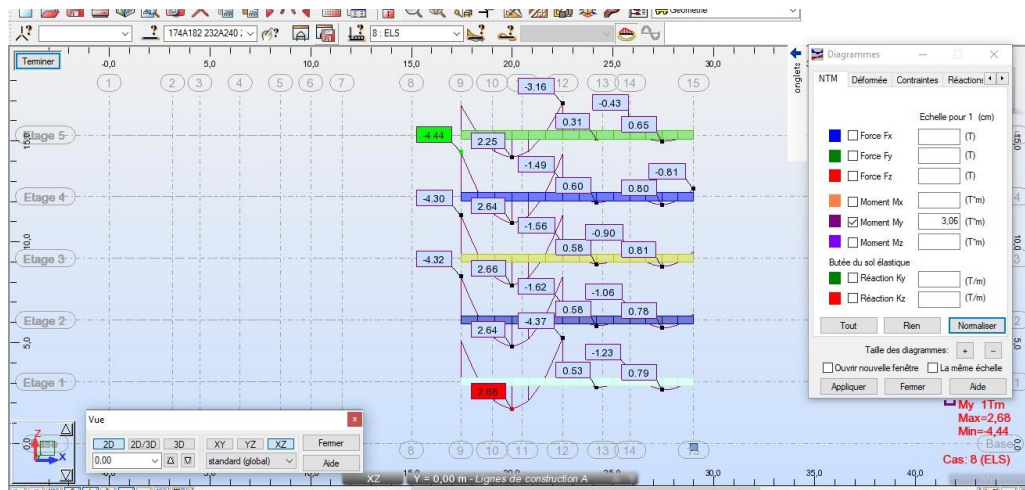


Figure 5- 4: Diagramme des moments à ELS.

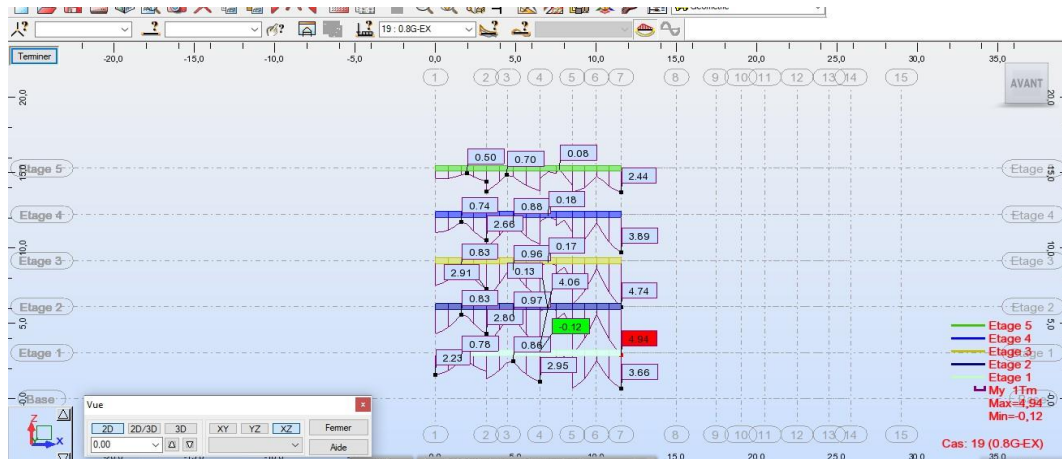


Figure 5- 5: Diagramme des moments à ELA (G+Q+Ex)

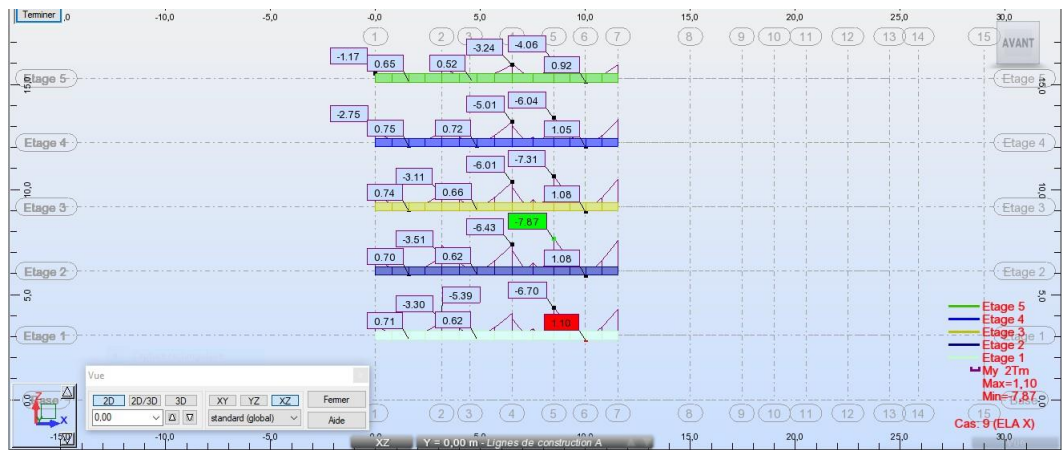


Figure 5- 6: Diagramme des moments à ELA (0.8G-Ex)

2.2.2- Poutre secondaire (30×40) cm² :

En adopte le même ferrailage pour la poutre seconder car Elle a même section de poutre principale

2.3- Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » et à « ELA » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

❖ Situation durable et transitoire

Béton $b = 1.5$ $f_{c28} = 25MPa$ $f_{bt} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 14.17MPa$

$$\text{Acier } \gamma_s = 1.15 \quad \bar{f} = 400 \text{MPa} \quad \sigma = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

❖ **Situation accidentelle :**

$$\text{Béton } \gamma_b = 1.15 \quad f_{c28} = 25 \text{MPa} \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 21.74 \text{MPa}$$

$$\text{Acier } : \gamma_s = 1 \quad \bar{f} = 400 \text{MPa} \quad \sigma = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{MPa}$$

❖ **Le calcul du poteau (40 x 40) du RDC et 1ère étage :**

$$b = 40 \text{cm}$$

$$h = 40 \text{cm}$$

$$d = 37 \text{cm} \quad \square$$

$$d' = 3 \text{cm}$$

$$\blacksquare L = 3.06 \text{m}$$

- **Ferraillage longitudinal :**

Dans notre cas le poteau le plus sollicité du RDC ($L=3.06\text{m}$) est sous les charges les plus défavorables des combinaisons d'actions : $G+Q\pm 1.2E$ et $0.8G\pm E$;

$$N = 121.2 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 88.9 = 90 \text{ kn.m} \quad ; V = 56.6 \text{ kn}$$

$$M_s = 10.7 \text{ kn.m} \rightarrow N_{scor} = 32.11 \text{ kn}$$

- **Calcul de l'excentricité totale :** $e_{tot} = e_1 + e_a + e_2$

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{90}{121.2} \rightarrow e_1 = 0.742 \text{m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{cm}, \frac{\quad}{250} \right\} \rightarrow e_a = \max \left\{ 2 \text{cm}, \frac{306}{250} \right\} \rightarrow e_a = 0.02 \text{m}$$

$$\alpha = 10 \times \left[1 - \frac{M}{1.5 M_{ser}} \right] \rightarrow \alpha = 10 \times \left[1 - \frac{90}{1.5 \times 10.7} \right] \rightarrow \alpha = -46.07$$

$$L_f = 0.7 L_0 = 0.7 \times 306 = 2.142 \text{m} ; \phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \phi) \rightarrow e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10000 \times 0.40} \times (2 - 46.07 \times 2)$$

$$e_2 = -0.310 \text{m}$$

$$\text{Donc : } e_t = 0.742 + 0.02 - 0.310 = 0.452 \text{m}$$

- **Calcul de l'effort de compression centré maximale supportable par le béton :**

$$N_{b \text{ max}} = b \times h \times \sigma_{bc} \rightarrow N_{b \text{ max}} = 0.40 \times 0.40 \times 14.2 \times 10^3$$

$$N_{b \text{ max}} = 2272 \text{kn} > 1156.213 \text{kn} \quad cv$$

- Calcul de coefficient ψ :

$$\psi = \frac{N}{bh\sigma_{bc}} \rightarrow \psi = \frac{1156.213}{0.4 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3} \rightarrow \psi = 0.508$$

$$\psi = 0.508 < 0.81 \text{ et } \psi = 0.508 < 2/3 \text{ donc:}$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi}}{3 + \sqrt{9 - 12\psi}} \rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.508}}{3(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0.508})} = 0.143$$

$$\bullet e_{NC} = \xi \times h \rightarrow e_{NC} = 0.143 \times 0.40 = 0.0572 \text{ m}$$

$$\text{On à : } |e_t| = 0.452 \text{ m} > e_{NC} =$$

0.0572 m donc la section est Partiellement comprimée.

- Calcul du moment fictif :

$$M_{fi} = N \times (e + d - \frac{h}{2}) \rightarrow M_{fi} = 121.2(0.452 + 36 - \frac{0.40}{2})$$

$$M_{fi} = 74.17 \text{ KN.m}$$

- Calcul des armatures longitudinales d'une section soumise à une flexion simple sous

Mfi (Moment de flexion fictive):

$$\mu = \frac{M_{fi}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \rightarrow \mu = \frac{74.17}{0.40 \times 0.36^2 \times 14.2 \times 10^3} \rightarrow \mu = 0.102$$

$$a = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow a = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.102}) \rightarrow a = 0.13$$

$$A_{fi} = \frac{0.8 \times a \times b \times d \times \sigma_{bc}}{\sigma_s} \rightarrow A_{fi} = \frac{0.8 \times 0.102 \times 40 \times 40 \times 14.2}{348} = 6.78 \text{ cm}^2$$

- La section réelle d'aciers comprimés est :

$$A_s = A_{sf} - \frac{N}{\sigma_s} \rightarrow A_s = 6.78 - \frac{121.2}{348 \times 10^{-1}} = 3.29 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte / 4HA14 + 4HA16 = 14.2 cm²

- Condition de non fragilité :

Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux (RPA 99 / V2003) :

$$A_s \geq 0.8\% \times b \times h \rightarrow A_s \geq 0.008 \times 40 \times 40$$

$$A_s = 7.92 \text{ cm}^2 \geq 12.8 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Le pourcentage maximal des aciers longitudinaux (RPA 99 / V2003) :

$$\text{Zone courante : } s \leq 3\% \times h \times b \quad \rightarrow A_s \leq 0.03 \times 40 \times 40$$

$$A_s = 14.2 \text{ cm}^2 \leq 48\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Zone de recouvrement : } s \leq 6\% \times h \times b \quad \rightarrow A_s \leq 0.06 \times 40 \times 40$$

$$A_s = 14.2 \text{ cm}^2 \leq 96\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Ferrailage transversal :

D'après (RPA 2003 page 49) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide

de la formule suivant :
$$\frac{A_t}{A_s} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversal.

$$\rho_a: \text{Coefficient correcteur qui égal a : } \begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

S_t : Espacement des armatures transversales déterminées par :

$$\text{Zone nodale : } s_t \leq \min(10 \times \phi_{L \min}; 15\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(10 \times 1.4; 15\text{cm})$$

$$S_t \leq 14\text{cm} \quad \text{on prend : } S_t = 10\text{cm}$$

$$\text{Zone courante : } s_t \leq 15 \times \phi_{L \min}$$

$$S_t \leq 15 \times 1.4 \rightarrow S_t \leq 21\text{cm} \text{ on prend } S_t = 15\text{cm}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7L_0}{0.40} = 5.35 \rightarrow \lambda_g = 5.35 > 5 \rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h \times f_e} = \frac{15 \times 2.5 \times 56.6}{0.4 \times 4000000} = 1.32 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_t \min}{t \times b} \geq 0.3\% \rightarrow \text{Zone nodale : } A_{t \min} \geq 0.003 \times 12 \times 40 = 1.44\text{cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } s_{t \min} \geq 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8\text{cm}^2$$

On adopte 4T0(02 cadres) avec $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

a) Vérification :

✓ Vérification de l'effort tranchant :

$$r_u = \frac{V}{bd} \rightarrow r_u = \frac{56.6}{0.4 \times 0.4} = 353.75 \text{ kn/m}^2 = 0.3537 \text{ MPa}$$

D'après le (BAEL 91) :

$$\bar{r} = \min\left(\frac{0.2f_{c288}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} > r_u \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

D'après le (BAEL 91) :

$$\lambda = \frac{L_f}{g} = \frac{2.142}{0.40} = 5.355 \rightarrow \lambda = 5.355 > 5 \rightarrow \rho_a = 0.075$$

$$\bar{r}_u = \rho_a \times f_{c28} \rightarrow \bar{r}_u = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa} > r_u \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ Vérification à l'ELS :

$$e = \frac{M_{sre}}{N_{ser}} \rightarrow e = \frac{10.7}{449.3} = 0.023 \text{ m}$$

$$C = \frac{h}{2} - e \rightarrow C = \frac{0.40}{2} - 0.023 \rightarrow C = 0.177 \text{ m}$$

$$P = -3 \times C^2 - 90 \times A_s \times \frac{c-d}{b} + 90 \times A_s \times \frac{d-c}{b}$$

$$P = -3(0.177)^2 - 90 \times 14.2 \times \frac{(0.177-3)}{40} + 90 \times 14.2 \times \frac{36-0.177}{40} = 1234.64$$

$$q = -2 \times C^3 - 90 \times A_s \times \frac{(c-d)^2}{b} - 90 \times A_s \times \frac{(d-c)^2}{b}$$

$$q = -2 \times (0.177)^3 - 90 \times (14.2) \times \frac{(0.177-3)^2}{40} - 90 \times 14.2 \times \frac{(36-0.177)^2}{40} = -41271.73$$

$$\Delta = q^2 - \frac{4P^3}{27} \rightarrow \Delta = (-41271.73)^2 + \frac{4 \times 1234.64^3}{27}$$

$$\Delta = 1982171418$$

$$\Delta > 0 \text{ donc : } t = 0.5 \times (\sqrt{\Delta} - q) = 0.5 \times (\sqrt{1982171418} + 41271.73) = 42896.65$$

$$U = \sqrt[3]{t} = \sqrt[3]{42896.65} = 35$$

$$Z = U - \frac{P}{3 \times U} = 35 - \frac{1234.64}{3 \times 35} = 23.24$$

La distance de centre de pression à l'axe neutre est :

$$y_{ser} = Z + C = 23.24 + 0.177 = 23.4$$

✓ Vérification des contraintes :

$$I = \frac{by_{ser}^3}{3} + 15[A(d - y_{ser})^2 + A's(y_{ser} - d)^2]$$

$$I = \frac{40 \times 23.4^3}{3} + 15[14.2(36 - 23.4)^2 + 14.2(23.4 - 3)^2]$$

$$I = 293296.68 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{ZN_{ser}}{I} y_{gr} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{23.24 \times 449.3}{293296.68} \times 23.4$$

$$\sigma_{bc} = 0.833 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ Vérification de flambement :

$$\lambda \leq \max \{50, \min(\frac{67x}{h}, 100)\} \rightarrow \lambda \leq \max \{50, \min(\frac{67}{0.40}, 100)\}$$

$$\rightarrow \lambda \leq 50 \quad I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.40 \times 0.40^3}{12} = 0.002133 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0.002133}{0.40 \times 0.40}} = 0.115 \quad ;$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2.142}{0.115} = 18.62$$

$$\lambda = 18.62 < 50 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ Vérification de la stabilité de forme :

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \{15, 20 \frac{e}{h}\} \rightarrow \frac{L_f}{h} = \frac{2.142}{0.4} \leq \max \{15, 20 \frac{0.023}{0.4}\} \quad \square$$

$$\frac{L_f}{h} = 5.35 < 15 \rightarrow \text{condition vérifiée} \quad \square$$

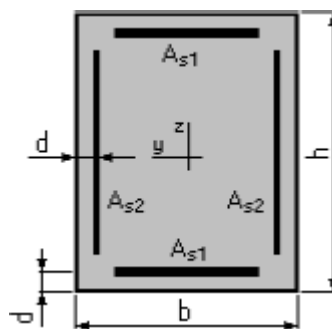


Figure 5- 7: Ferrailage longitudinal des poteaux

Tableau 5-3. Récapitulatif du ferrailage longitudinal

Nive	ELU			ELA ± X Y		
	N (KN)	M_y (Kn.m)	M_z (kn. m)	N(kn)	M_y (kn. m)	M_z (kn. m)
RDC +1 ^{ere}	106,9	69	45	121,2	90	1,59
2 ^{eme} + 3 ^{eme}	236,2	16,5	9,2	143	88	2,9
4 ^{eme}	105,3	24,3	6,6	8,3	51,9	27,9

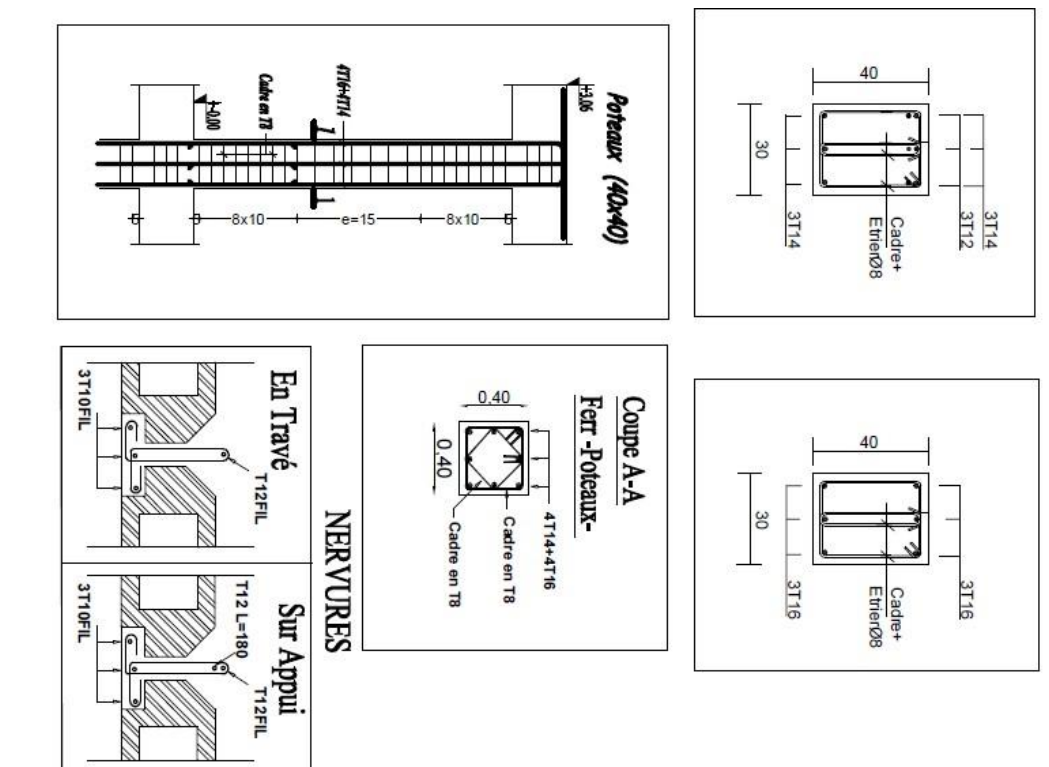


Figure 5- 8: Schéma de ferrailage des poteaux.

Tableau 5-3. Récapitulatif du ferrailage longitudinal

NIV	Ferrailage longitudinale	Ferrailage transversale
RDC+1 ^{ere}	4HA14+4HA16	4T08
2 ^{eme} + 3 ^{eme}	4HA14+4HA12	4T08
4 ^{eme}	8HA12	4T08

2.4- Ferrailage des voiles :

En calcul des bâtiments, il est supposé que les voiles de contreventement travaillent dans leur plan seulement. Le calcul des armatures se base ainsi sur les efforts normaux par unité de longueur agissant le long de la section du voile. Lorsque cet effort normal est de compression, la section d'armature est généralement de faible valeur. par contre lorsqu'il s'agit d'une traction cette section peut être conséquente.

Les charges qui peuvent provoquer une traction dans un voile de contreventement sont les charges horizontales, en particulier le séisme ou le vent. Pour notre cas, il a été conclu que l'effet du vent est faible devant celui du séisme, donc nous utilisant les combinaisons sismiques pour déterminer l'effort de traction dans les voiles :

- $G+Q \pm E$.
- $0.8 G \pm E$
- $G \pm E$

2.4.1- Type de ferrailage :

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

2.4.2- Recommandation du RPA :

❖ Les armatures verticales :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être prise en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%. Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile .la section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile. Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres verticales du dernier

Niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement). A chaque extrémité du voile (trumeau),

l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile cet espacement des trumeaux doit être au plus égale à 15 cm.

❖ **Les armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

✓ **Règles communes :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15 %
- En zone courante 0.10 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5a$$

$$S_t \leq 30cm$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

❖ **Procédé de calcul :**

Le calcul des sections d'aciers des voiles en flexion composée suivre les étapes suivantes :

- Détermination des sollicitations suivant le sens du séisme.
- Détermination de la nature de la section, qu'est soit :

❖ **Partiellement comprimée (SPC) :** une section dite partiellement comprimée si :

N est un effort de traction, et le centre de pression à l'extérieure de deux nappes d'armatures.

N est un effort de compression, et le centre de pression appliqué en d'hors du noyau centrale de la section et la condition suivante est vérifier :

$$(d - d') - M_A \leq \left(0.337 - \frac{0.81d'}{h}\right) bh^2 \sigma_{bc}$$

$$M_A = M_G + (d - d')/2$$

M_A : Moment par rapport aux aciers tendus.

Le calcul se fait en flexion simple avec M_A

$$\begin{cases} A_s = A_{s1} - \frac{N_U}{\sigma_{s1}} \\ A'_s = A'_{s1} \end{cases}$$

❖ **Entièrement tendue (SET)** : une section dite Entièrement tendue si :

N est un effort de traction, et le centre de pression se trouve entre les armatures, dans ce cas les armatures longitudinales seront calculées suivant les formules :

$$\begin{aligned} A_1 &= \frac{N_U e_2}{\sigma_{s1}(e_1 + e_2)} \\ A_2 &= \frac{N_U \cdot e_1}{\sigma_{s1}(e_1 + e_2)} \end{aligned}$$

❖ **Entièrement comprimée (SEC)** : une section dite Entièrement comprimée si :

• N est un effort de compression, et la condition suivante est vérifiée :

$$(d - d') - M_A \leq \left(0.337 - \frac{0.81d'}{h}\right) bh^2 \sigma_{bc}$$

Détermination des armatures selon les règles BAEL91.

- Disposition des armatures sur la section considérée suivant RPA99.
- Vérification des contraintes de cisaillement.

- **Formules de calculs :**

e : épaisseur du voile.

L : la longueur du voile

I : l'inertie

$$I = e \times L^3/12$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{e \times L} + \frac{\sigma_M}{e \times L \times L}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{e \times L} + \frac{\sigma_M}{e \times L \times L}$$

- Longueur de la zone tendue : $L_T = \frac{L}{\sigma_1 - \sigma_2} (-\sigma_2)$
- Effort de traction : $F = -\sigma_2 \times L_T \times e \times 0.5$
- Section de la zone tendue : $s = F \times 1000 \times 4000$ sur un long de L_T

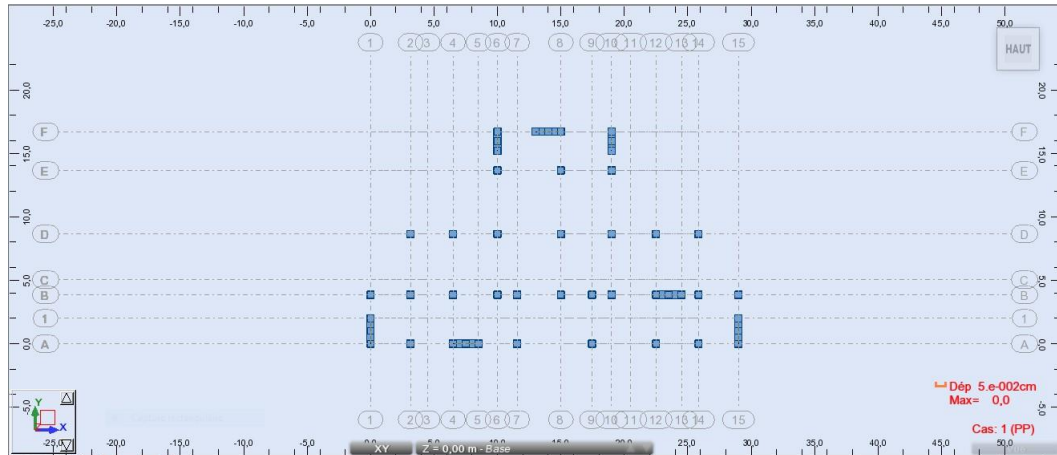


Figure 5- 9:

❖ Les efforts dans les voiles :

➤ Voile 01 :

- $V_1 \rightarrow \text{RDC} \rightarrow N = 75.35t \quad , M = 123.33t.m \quad , T = 31.82t$
- $V_1 \rightarrow 1^{er} \rightarrow N = 59.45t \quad , M = 57.57t.m \quad , T = 21.63t$
- $V_1 \rightarrow 2^{er} \rightarrow N = 76.75t \quad , M = 27.41t.m \quad , T = 14.3t$
- $V_1 \rightarrow 3^{er} \rightarrow N = 48.2t \quad , M = 14.61t.m \quad , T = 7.3t$
- $V_1 \rightarrow 4^{er} \rightarrow N = 12.3t \quad , M = 13.28t.m \quad , T = 2.59t$

➤ Voile 02 :

- $V_2 \rightarrow \text{RDC} \rightarrow N = 86.19t \quad , M = 62.83t.m \quad , T = 22.35t$
- $V_2 \rightarrow 1^{er} \rightarrow N = 9.30t \quad , M = 26.8t.m \quad , T = 12.77t$
- $V_2 \rightarrow 2^{er} \rightarrow N = 45.55t \quad , M = 13.2t.m \quad , T = 10.1t$
- $V_2 \rightarrow 3^{er} \rightarrow N = 26.09t \quad , M = 8.19t.m \quad , T = 7.31t$
- $V_2 \rightarrow 3^{er} \rightarrow N = 26.09t \quad , M = 8.19t.m \quad , T = 7.31t$

Tableau. 5-4. Récapitulatif du ferrailage longitudinal des voiles

Voile	(m ⁴)	N(t)	M(t.m)	$\sigma_1(\frac{t}{m^2})$	$\sigma_2(t/m^2)$	L _T (m)	F(t)	A(cm ²)	Nuance d'acier
V1	0.13	75.3	123.33	1113.23	736.73	0.80	58.68	14.67	4T14esp10+2(4T12) Esp15
V1	0.13	59.45	57.57	580.40	283.15	0.66	18.57	4.64	4T10esp10+14T10 Esp15
V1	0.13	76.75	27.41	397.45	13.70	0.07	0.09	0.02	4T10 esp10+14T10 esp15
V1	0.13	48.2	14.61	230.88	10.93	0.10	0.11	0.03	4T10 esp10
V1	0.13	12.3	13.28	130.35	68.85	0.69	4.76	1.19	4T10 esp10
V2	0.06	86.19	62.83	1125.03	550.43	0.49	27.12	6.78	4T12esp10(2T14)
V2	0.06	9.38	26.8	388.60	326.07	0.68	22.32	5.58	4T12esp10(2T14)
V2	0.06	45.55	13.2	327.83	-24.17	0.10	0.25	0.06	4T12esp10(2T14)
V2	0.06	26.09	8.19	375.17	-320.57	0.69	22.16	5.54	4T12esp10(2T14)
V2	0.06	26.09	8.19	375.17	-320.57	0.69	22.16	5.54	4T12esp10(2T14)

✓ **Vérification au cisaillement :(RPA99 Art.7.7.2 P75)**

Selon RPA 99« Version 2003 », la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit (voir tableau 5-4) :

$$r_b \leq \bar{r}_b = 0.2f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5MPa$$

Avec r_b est la contrainte de cisaillement dans le béton

$$\text{Ou } r_b = \frac{V}{b.d} \text{ avec } \bar{V} = 1.4V_u \text{ calcul}$$

b_0 : l'épaisseur de voile ;

d : hauteur utile égale 0.9h

h : hauteur totale de la section brute

❖ **Les armatures transversales :**

Avec :

- S : espacement des armatures transversales.
- A_t : section d'armature transversale.
- $Z=h-2d'$.

- V : l'effort tranchant dans la section considéré. $V = 1.4V_{calcul}$

Tableau. 5-4.Ferraillage transversale :

Voile	V	r_b	r_{ub}	condition
RDC (V1)	318.2	0.12	5	<i>c. v</i>
1 ^e (V1)	216.3	0.08	5	<i>c. v</i>
2 ^{em} (V1)	143	0.06	5	<i>c. v</i>
3 ^{em} (V1)	73	0.28	5	<i>c. v</i>
4 ^{em} (V1)	25.9	0.10	5	<i>c. v</i>
RDC (V2)	223.50	1.16	5	<i>c. v</i>
1 ^e (V2)	127.7	0.66	5	<i>c. v</i>
2 ^{em} (V2)	101	0.52	5	<i>c. v</i>
3 ^{em} (V2)	73.1	0.38	5	<i>c. v</i>
4 ^{em} (V2)	73.1	0.38	5	<i>c. v</i>

Tableau 5-5 : récapitulatif du ferraillage transversal des voiles :

voile	$V(KN)$	$\zeta_b(MPa)$	$A(cm^2)$	$S(cm)$	Nuance d'acier
V1(RDC)	318.2	1.23	0.12	15	2T10
V1 (1ere)	216.3	1.23	0.08	15	2T08
V1 (2eme)	143	0.06	0.05	15	2T08
V1 (3eme)	73	0.28	0.27	15	2T08
V1 (4eme)	25.9	0.10	0.09	15	2T08
V2(RDC)	223.50	1.16	1.09	15	2T10
V2 (1ere)	127.7	0.66	0.62	15	2T08
V2 (2eme)	101	0.52	0.49	15	2T08
V2 (3eme)	73.1	0.38	0.36	15	2T08
V2 (4eme)	37.1	0.38	0.36	15	2T08

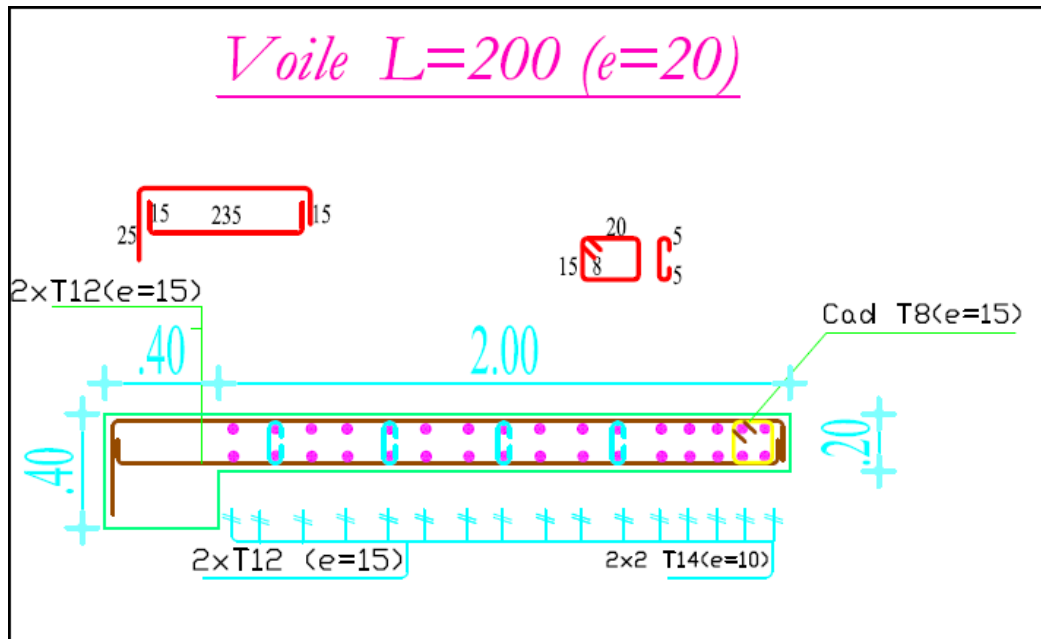


Figure 5- 10: Schéma de ferrailage des différentes voiles V1

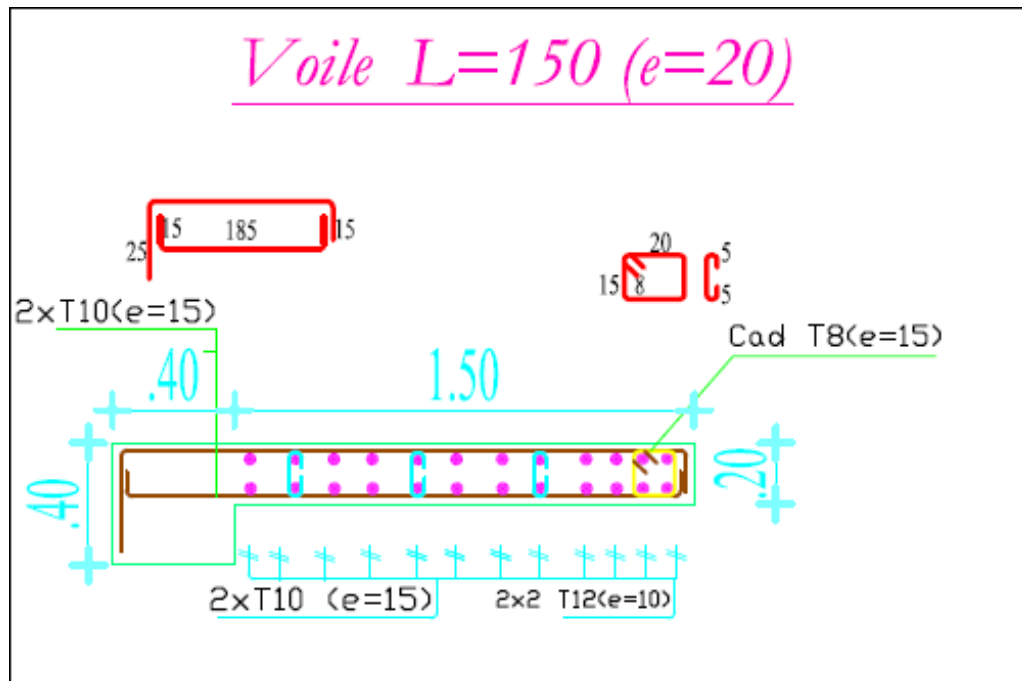


Figure 5- 11: Schéma de ferrailage des différentes voiles V1 et V2

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

1- Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par des 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 reposant sur le bon sol ou cas de radier), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). Elles posent à l'ingénieur des problèmes donc il ne faut pas sous-estimer la difficulté car elles évitent le glissement et l'ancrage de l'ouvrage. En effet, si pour bâtiments à usage d'habitation ou commercial, Le coût des fondations peut descendre jusqu'à 20 à 30% du coût total de la construction.

2- Choix du type de fondation :

Pour le choix de type de fondation on doit satisfaire les deux critères principaux : -Assurer la stabilité de la structure. -Adopter un choix économique. Le rapport de sol nous donne la conclusion suivante : - Le site réservé pour le projet est classé dans la catégorie **S2** selon le **RPA 99/2003**. - la nature de sol de fonds des fouilles est de l'argile beige carbonatée avec des inclusions de grains de calcaires (la couche d'assise). - la contrainte admissible de sol est de l'ordre de 2.0 bars à une profondeur d'ancrage de 1.60m par rapport au cote des terrassements généraux. - Les tassements seront nuls. - l'agressivité de sol à l'égard de béton de l'infrastructure est nulle. On a choisi le type de fondation semelles superficielles isolées sous les poteaux, et filantes sous les voiles.

3- Méthode de calcul (dimensionnement) :

3.1- Les calculs sont effectués :

- ❖ A l'état limite de service pour le dimensionnement de la surface de contact au sol.
- ❖ Le dimensionnement vis à vis de leur comportement mécanique selon combinaisons d'action suivante :
 - **ELU**
 - **ELS**
 - **G+Q+E**
 - **0.8G + E**

Dans le cas de semelle rigide on utilise au mieux toute la surface de contact de la semelle et on peut considérer que la transmission de la charge de l'élément de structure (poteau ou voile) se fait par une succession de bielles équilibrées par la réaction du sol et d'armatures de traction

situées en partie inférieure de la semelle. La méthode des bielles permet de déterminer facilement la hauteur de la semelle et les armatures nécessaires.

3.2- Méthode des bielles :

La méthode des bielles suppose que la charge se répartit dans les semelles suivant une série de bielles étant déterminé par la droite (dFc). Donc les bielles consistent à calculer la semelle comme si elle était sollicitée par une charge majorée centrée $N^* > N$.

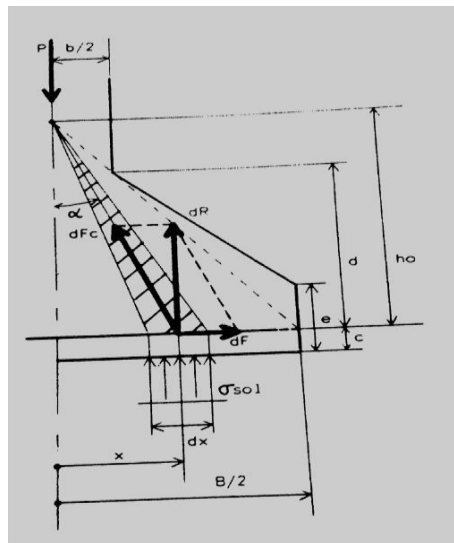


Figure 6- 1: La méthode des bielles

❖ Etapes du calcul :

a) Semelle isolée :

Détermination des dimensions de semelle :

$$e = M_{ser}/N_{ser}$$

$$\sigma_m = \left(\frac{N_{ser}}{A}\right) \cdot \left(1 + \frac{3e}{A}\right) \leq \sigma_{adm} \quad (\text{résoudre l'équation du 3ème degré})$$

A.B

Vérification de la contrainte de sol :

$$e_x = A/6$$

$$e_y = B/6$$

Condition de non fragilité :

$$h \geq \frac{A-a}{4} + 0.05$$

Condition de poinçonnement :

$$d \geq 1.44(N/\bar{\sigma}_{bc})^{1/2}$$

Calcul de h' :

$$h' \geq 6\phi + 6cm \rightarrow h' \geq 12\phi l + 6cm \square$$

- **Ferraillage**

$$\sigma_{12}(N/AB). (1 \mp 6 e/A)$$

$$N^* = \sigma_{moy}AB$$

$$\sigma_{moy} = (3\sigma_1 + \sigma_2)/4$$

$$A\phi = N^*. (A - a)/8d\sigma$$

Les résultats de calcul obtenus :

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel "**Robot**"

Exemple de calcul : semelle S1 (n°33) : les valeurs sont en (t, m, . , et bars)

❖ **Dimensionnement :**

Le dimensionnement des semelles se fait par la combinaison suivante :

G + Q

Données :

N =	1085	[Kn]	Effort normal agissant à l'ELS
σ_{sol} =	200	[Kn/m ²]	Contrainte admissible du sol
a =	0.4	[m]	Petit côté du Poteau
b =	0.4	[m]	Grand côté du Poteau
$\frac{a}{b}$ =	1.000		

$$\sigma = \frac{N}{AB} \leq \sigma_{sol} \quad \square \quad AB \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

avec S = A x B

- S : Surface de la semelle
- A : Longueur de la semelle
- B : Largeur de la semelle

On peut considérer que

$$A \approx \frac{a}{b} B$$

donc on aura : $B \geq \sqrt{\frac{N}{\frac{a}{b} \sigma_{sol}}} = 2.329 \text{ [m]}$

Tableau récapitulatif pour les autres semelles isolées

Semelle	N [KN]	a [m]	b [m]	a/b	B [m]	A [m]	B(ad) [m]	A(ad) [m]	h(ad) [m]
S1(4)	1085	0.4	0.4	1	2.329	2.329	1.2	1.2	0.2

➤ **Ferraillages des semelles :**

- **Semelle isolée :**

Dimensionnement:

$$\sigma_{adm} = 2bars = 200kn/m^2$$

$$N_{ser} = kn$$

$$M_{ser}(y) = ; M_{ser}(x) =$$

$$e_x = \frac{2.329}{6} = 0.38 m$$

$$e_y = \frac{2.329}{6} = 0.38 m$$

$$\sigma_m = \left(\frac{N_{ser}}{A.B}\right) \cdot \left(1 + \frac{3e}{A}\right) = \frac{1085}{A \times B} (1 + \frac{3e}{A}) \leq \sigma_{adm} : \text{Résoudre l'équation du } 3^{eme} \text{ degré.}$$

Pour satisfaire la condition d'inclinaison de 45° de la bielle moyenne, la hauteur utile vaut :

$$d \geq \max \left\{ \frac{2.33-0.40}{4} = 0.48m \rightarrow d = 50cm \right.$$

Hauteur :

$$h = d + 5cm = 55 cm$$

✓ **Vérification de la contrainte de sol:**

La contrainte obtenue sera calculé par la plus défavorables des combinaisons cité ci-dessous:

$$G + Q + E$$

$$0.8 G + E$$

L'excentricité de la résultante des efforts est: $e = \frac{M}{N}$
a-suivant ox

$$e \leq B/6 \Rightarrow \sigma_M = \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \leq 1.33 \bar{\sigma}_{sol} \quad \text{Diagramme des contraintes Trapézoidal}$$

$$e \leq B/6 \Rightarrow \sigma_M = \frac{2N}{3A(0.5B - e)} \leq 1.33 \bar{\sigma}_{sol} \quad \text{Diagramme des contraintes Triangulaire}$$

Semelle	Com	N [KN]	M/y [KN.m]	B [m]	A [m]	e [m]	B/6 [m]	Diagrame	σ_M [KN/m²]	1.33 σ_{sol} [KN/m²]	Obser
S1(4)	3	332	1	2.329	2.329	0.00	0.39	Trap	61.7001	266	vérifié

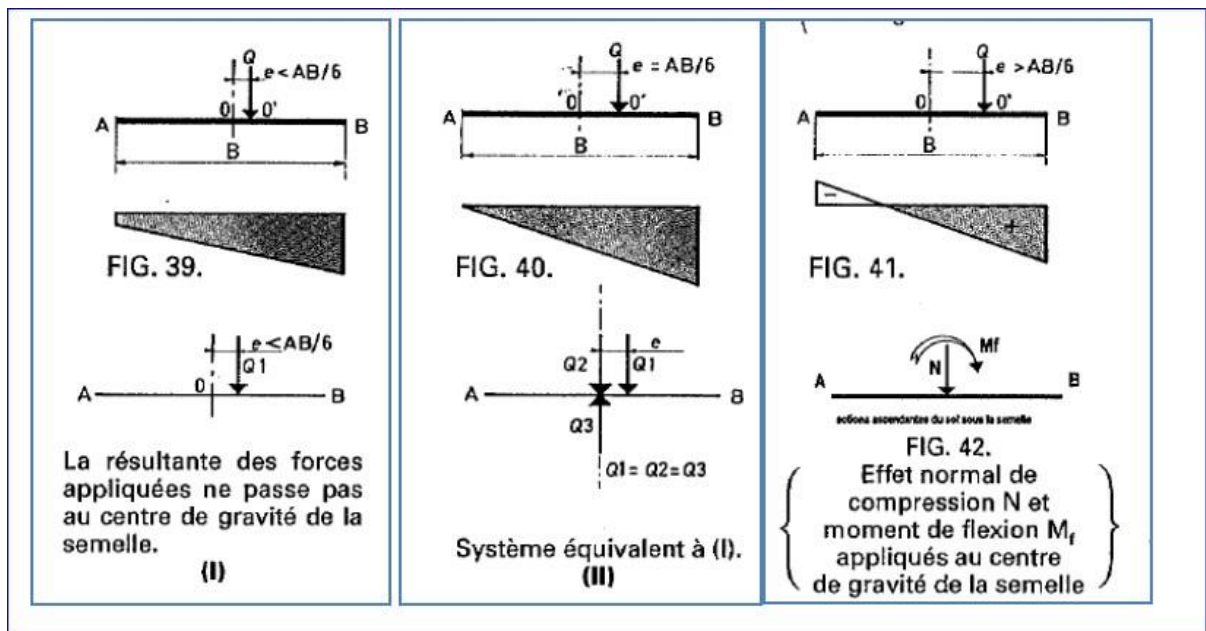
b-suivant oy

$$e \leq A/6 \Rightarrow \sigma_M = \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{6e}{A}\right) \leq 1.33 \bar{\sigma}_{sol} \quad \text{Diagramme des contraintes Trapézoïdal}$$

$$e \leq A/6 \Rightarrow \sigma_M = \frac{2N}{3B(0.5A - e)} \leq 1.33 \bar{\sigma}_{sol} \quad \text{Diagramme des contraintes Triangulaire}$$

Semelle	Com	N [KN]	M/x [KN.m]	A [m]	B [m]	e [m]	A/6 [m]	Diagrame	σ_M [KN/m ²]	1.33 σ_{sol} [KN/m ²]	Observ
s1	1	332	1	2.33	2.33	0.00	0.39	Trap	61.6817	266	vérifiée

Donc la résultante des forces appliquées ne passe pas au centre de gravité de la semelle



✓ **Vérification Condition de poinçonnement :**

Pour assurer le non poinçonnement de la semelle par le poteau on doit vérifier la condition suivante :

$$h > \frac{N}{0.045 U_c f_{c28}}$$

Il est vérifié pour le périmètre à mi-feuillet égale à $u = 2a + 2b + 4h$

$$U_c = 2 * 0.4 + 2 * 0.4 * 0.6 = m$$

$$N = P_u \left[1 - (a - h) \frac{b + 2h}{A.B} \right]$$

❖ **Ferraillage:**

$$\sigma_{12}(N/AB). (1 \mp 6 e/A) \rightarrow \sigma_1 = 61.70$$

$$\sigma_{moy} = (3\sigma_1 + \sigma_2)/4 = 61.70$$

$$A_s = \frac{N*(A-a)}{8.d.\sigma_s} = \frac{10^{-3} \times 1004(2.33-0.4)}{8 \times 0.5 \times 348} = 0.000711m^2$$

on adopte: 16HA12 + 18. 10cm²

$$S_t \leq \frac{232-10}{16} = 15cm \rightarrow \text{soit } S_t = 15cm$$

$$S_t \leq \frac{232-10}{14} = 15cm \rightarrow \text{soit } S_t = 15cm$$

❖ **Ferraillage**

Combinaison de calcul:

$$1.35 G + 1.5 Q$$

$$G + Q + 1.2E$$

Méthode des consoles:

Données :

N = 1003.7 [Kn] Effort normal agissant à l'ELU

A = 2.3 [m] Petit côté de la semelle

$B\sigma_{sol} = \frac{N}{A B} = 2.3$ [m] Grand côté de la semelle

185.04 [Kn/m²] Contrainte du sol due à l'effort

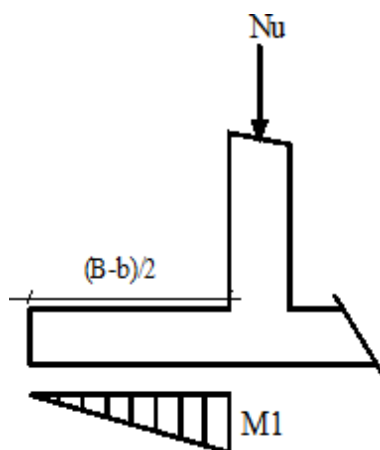


Figure 6- 2 : diagramme des moments

Calcul du moment fléchissant :

a = 0.4 [m]

b = 0.4 [m]

$$M / Y = \frac{\sigma_{sol} \left(\frac{B - b}{2}\right)^2}{2} =$$

86.068

[Kn.m]

$$M / X = \frac{\sigma_{sol} \left(\frac{A - a}{2}\right)^2}{2} =$$

86.068

[Kn.m]

Moment fléchissant au niveau de l'encastrement de la semelle autour

de l'axe X (suivant le sens B)

Moment fléchissant au niveau de l'encastrement de la semelle autour

de l'axe Y (suivant le sens A)

Tableau récapitulatif pour les autres semelles

Semelle	N	A	B	a [m]	b [m]	□□ _{sol}	M/y	A	M/x	A
	[Kn]	[m]	[m]	[m]	[m]	[KN/m ²]	[KN m]	[cm ²]	[KN m]	[cm ²]
s1	1004	2.33	2.33	0.40	0.40	184.94	86.11	1.03	86.11	1.03

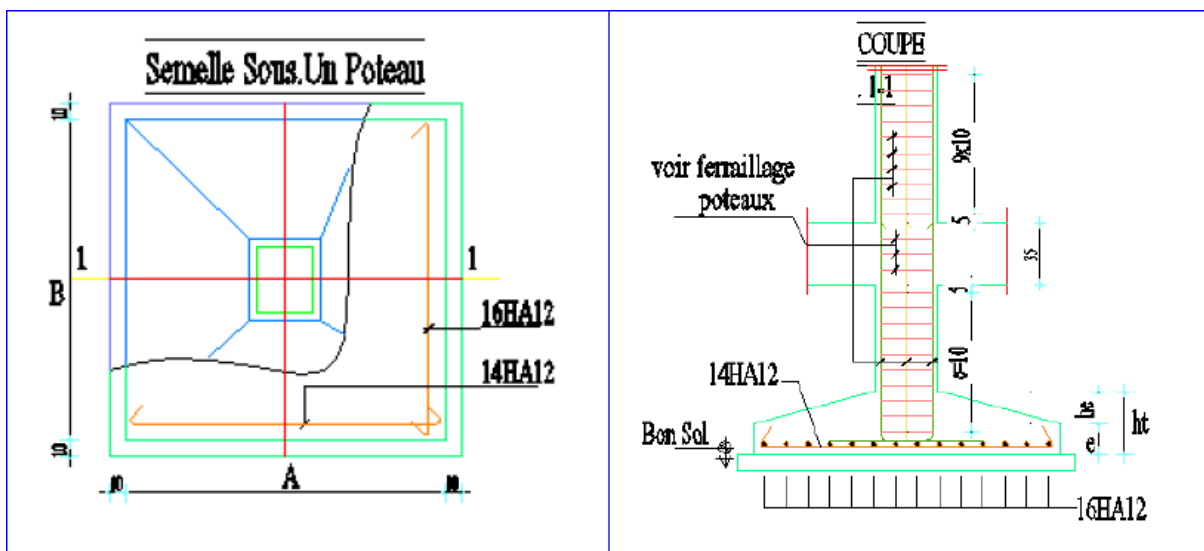


Figure 6- 3: Schéma de ferrailage

❖ **Semelles filantes sous (voile + poteaux) :**

a) **Semelle (SF1) :**

Dimensionnement :**Exemple de calcul le ferrailage :****-Dimensionnement :**

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situe sous un portique forme de 1 poteau et 1 voile. Avec :

- ❖ N_i : l'effort normal provenant du poteau.
- ❖ N_i : l'effort normal provenant du voile.
- ❖ $N_p = 358 \text{ KN}$
- ❖ $N_v = 700 \text{ KN}$,
- ❖ $\sum N_i = 1058 \text{ kn}$
- ❖ $L = \sum l_i + 2 \times L \text{ debordement ; } L \text{ debordement} = 0.75\text{m}; L = 4.87\text{m}$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_d \times L} \quad B \geq \frac{1058}{200 \times 4.87}$$

$$B \geq 1.086\text{m}$$

On prend $B = 1.50\text{m}$

Calcul de la hauteur totale de la semelle (h)

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par l'équation suivante :

$$h_t \geq \max \left\{ \frac{A-a}{4} + d' \right\}$$

Avec:

- ❖ d' : enrobage des armatures ; $d' = 5 \text{ cm}$.
- ❖ h_t : hauteur utile.
- ❖ $h_t \geq \max \left\{ \frac{1.5-0.4}{4} + 0.05 \right\} h_t \geq 0.325 \text{ co adopte ; } d' = 50\text{cm}$

On adopte pour $h = 50\text{cm}$

$$h_p \geq \frac{h}{3} = \frac{50}{3} = 16.66$$

On opte pour $h_p = 20\text{cm}$.

b) Hypothèses de calcul :

Lorsque les poteaux et éventuellement les voiles dans une direction donnée, sont proches les uns des autres, on confectionne une semelle continue sous cette file de poteaux et voiles. La semelle qui peut être plus ou moins rigide, est souvent associée à une poutre centrale de rigidité (poutre libage), susceptible de répartir les pressions ponctuelles introduite par les poteaux, et les pressions linéairement réparties produites par les voiles. Transversalement, la

semelle agit comme une semelle trapézoïdale sous poteau. Pour une largeur A on aura une section d'armature calculée suivant la méthode des bielles si elle est applicable.

Longitudinalement la semelle agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux et voiles comme appuis, d'où les armatures supérieures pour reprendre le moment positif en travée, et les armatures inférieures pour reprendre les moments négatifs en appuis.

c) Ferrailage :

Au niveau de la troisième condition on a pris comme effort normal et moment par rapport à l'axe longitudinal de la semelle, les valeurs maximales entre les efforts du voile et les efforts dans le poteau. Ces mêmes efforts seront utilisés pour le calcul du ferrailage transversal.

$$N_u = 700 \text{ kn.m}$$

$$A_s = \frac{N(A-a)}{8d\sigma_s} = \frac{700(1.5-0.4)}{8 \times 0.45 \times 348} = 6.14 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 6.14 \text{ cm}^2$$

d) L'espacement :

$$\text{Esp} = 100 \text{ cm} \times \frac{8HA14}{12.32} \rightarrow \text{Esp} 15 \text{ cm}$$

e) Ferrailage de répartition :

$$A_r = \frac{9.05}{4} = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8HA12 \quad A_s = 9.05 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 2.262 \text{ cm}^2 \rightarrow 6HA10 \quad A_r = 4.71 \text{ cm}^2$$

f) Calcul de la hauteur libre h:

$$h' \geq 6\phi + 6 \text{ cm} = 12 \text{ cm} \rightarrow h' = 15 \text{ cm}$$

g) Calcul l'espacement de cadres :

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15\phi) = \min(20 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

Donc on prend: $S_t = 15 \text{ cm}$

4- Etude de la poutre libage:

Le ferrailage longitudinal, consiste à étudier le ferrailage de la poutre de libage soumise aux charges dues au voile et au poteau, ainsi qu'aux réactions du sol.

4.1- Calcule le moment fléchissant :

$$q = \frac{R}{l} = \frac{1085}{4.87} = 217.25 \text{ kn/ml}$$

➤ **Moment sur appuis :**

$$M = q \frac{L_1^2}{2} = 217.25 \times \frac{0.75^2}{2} = 61.10 \text{kn.m}$$

➤ **Moment sur travée :**

$$M = q \frac{x^2}{2} - (x - L) \quad 1$$

$$x = \frac{N}{q} = \frac{352}{217.35} = 1.62 \text{m}$$

$$M_x = 217.25 \times \frac{1.62^2}{2} - 352(1.6 - 0.75) = -190.0 \text{kn.m}$$

➤ **Acier inferieur :**

La poutre de libage travail en flexion simple, donc la détermination du ferrailage se fera

Comme suit :

$$M_x = 190.1 \text{kn.m}$$

$$B = (40 * 40); d = 0.36 \text{m}; f_{c28} = 25 \text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{190.1 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.36^2 \times 14.17} = 0.30 > 0.186$$

⇒ pivot B

$\mu_{bu} < \mu_l$ Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.30}) = 0.40$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 0.36(1 - 0.4 \times 0.40) = 0.34 \text{m} = 34 \text{cm}$$

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

$$A_u = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = 16.02 \text{cm}^2$$

Donc on adopte : 8HA16 ⇒ 16, 08 cm²

➤ **Acier supérieur :**

$$M_u = 61.1 \text{kn.m}$$

$$B = (40 * 40); d = 0.36 \text{m}; f_{c28} = 25 \text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{61.1 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.36^2 \times 14.17} = 0.047 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.047}) = 0.05$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 35.1 \text{cm}$$

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

$$A_u = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = 4.9 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 4HA14 avec 6.16cm²

➤ **Ferraillage transversal :**

Le diamètre des cadres doit vérifier la condition suivante :

$$\varnothing \leq \min \left(\varnothing_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right)$$

$$\varnothing \leq \min \left(1.4; \frac{40}{35}; \frac{40}{10} \right) = \min (1.4; 1.14; 4)$$

Donc on prend $\varnothing_l = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 6 \text{ HA}8 = 3.02 \text{ cm}^2$ (un cadre et deux étrier)

➤ Selon le **RPA99**

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \varnothing_l; 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq 11.25 \text{ cm}; \text{ soit } S_t = 10$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq h/2$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}; \text{ soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Vérifications des sections d'armatures transversales**

$$A_{t_l}^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.8 \text{ cm}^2 \quad A_t > A_{t_l}^{min} \text{ c'est vérifié}$$

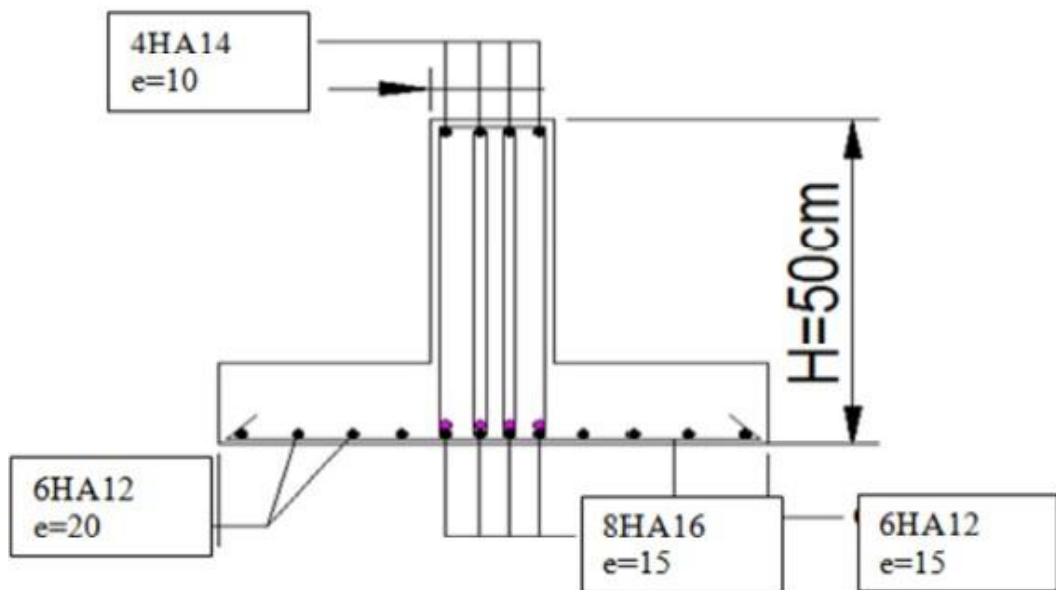


Figure 6- 4: Schéma de ferraillage

4.2- La longrine :

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise a un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction <F>

❖ Dimensionnement de la longrine :

Selon l'RPA 99 (art.10-1-1), les dimensions minimales de la section transversale des l'origines sont :

- (25x30) cm^2 sites de categorie S2, S3
- (30x30) cm^2 site de categorie S4

Pour notre cas (site ferme S3) on prend une section de (30x25) cm^2

❖ Ferrailage de la longrine :

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A = 0.6\% \times b \times h$$

$$A = 0.006 \times 30 \times 25 = 4.5cm^2$$

Le choix : 6HA12 (A=6,79 cm^2)

- Armatures transversales :

On prend :4 \emptyset 6(A = 1.13 cm^2)

Avec espacement de :

$$e = \min(20cm; 15\emptyset l) = 18cm$$

$$e = 18cm$$

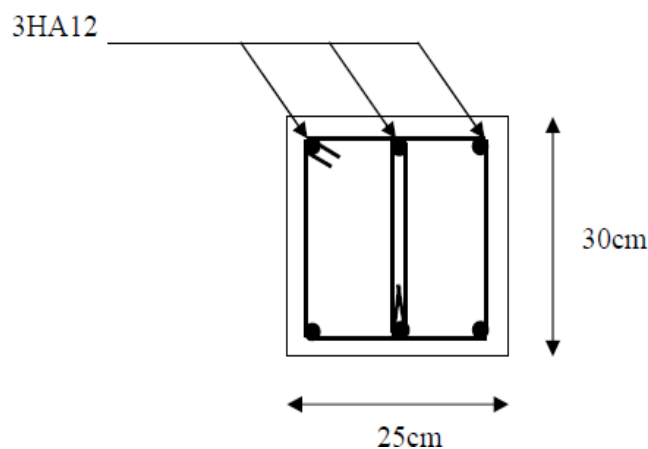


Figure 6- 5: Ferrailage de longrine.

Conclusion générale :


Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure auto-stable qui a été pré dimensionnée. Le renforcement de cette dernière (lors de l'étude sismique) nous a amené vers un bâtiment à contreventement mixte (voile + portique).

Toutefois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un cas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de notre formation.

Références bibliographiques


 Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003

 Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93

 Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91


 Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R-B.C 2.2

LIVRES


 Calcul des ouvrages en béton armé.....M.BELAZOUGUE

 Conception et calcul des structures de bâtiment..... H. THONIER


COURS

 Béton armé..... Mr LOGZIT

 Dynamique des structures..... Mr MAZOUZ

 Bâtiments.....Mr DJOUDI

LOGICIELS

 Logiciel d'analyse des structures **ROBOT** version 2014

 WORD 2010

 AUTO CAD 2009