

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : Sciences de l'ingénierat

Département : Génie Civil

Domaine : Sciences et Techniques

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

« Etude d'un Hôtel R+10 avec Sous Sol »

Présenté par : HASSAINIA Roumaissa – KAHILI Hayette

Encadrant : MERZOULD Mouloud Prof.

Université Badji Mokhtar - ANNABA

Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Président
HAMMOUDA Abdelaziz	M.C.A	Badji Mokhtar Annaba	Président
MERZOULD Mouloud	Prof	Badji Mokhtar Annaba	Encadrant
SELOUGHHA Mokhtar	M.A.A	Badji Mokhtar Annaba	Examineur

Année Universitaire : 2020/2021

Remerciement

*Ce jour marque la fin d'une longue période d'étude à l'université **BADJ**
MOKHTAR ANNABA*

*Je rends grâce à dieu de m'avoir donné le courage et la volonté d'avoir
réalisé ce travail.*

*Je tiens à remercier mon encadreur **Mr. MERZOUQ** pour son aide et
ces conseils judicieux durant cette année.*

*Mes vifs remerciements sont adressés aux **membres de jury**, de
m'avoir honoré de leur présence et d'avoir voulu évaluer ce travail.*

*Ma gratitude et mes chaleureux remerciements s'adressent également à
tous les enseignants de génie civil.*

*En fin, je remercie tous ceux et celles qui m'ont aidé de loin ou de près pour
l'élaboration de ce travail.*

HASSANIA Roumaissa

KAHILLI Hayette

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à:

La mémoire de mon chère père avec qui j'entretenais une profonde complicité.

A ma mère qui ne sui jamais si elle devait m'admirer ou me considérer comme une rivale.

A mes frères : 'Mourad, Riyadh et Issam' pour m'avoir guidée depuis mon enfance .

A mon binôme Hayette qui n'a pas cessé et m'encourager tout le temps et sa respectueuse famille.

A mes amis et ma famille .

HASSAÏNJA Roumaïssa

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à:

*A mes très chères parents qui m'ont soutenue moralement et
financièrement et de tendresse qu'Allah me les garde durant toute ma
vie.*

Ma mère qui a toujours crue en moi et mes études.

Mon père qui m'a toujours encouragé et guidé

*A mon époux pour ta rigueur scientifique et ta patience, je te remercie de
ton soutien tout le long de ma carrière.*

A mes enfants chéris Oussama et Marouan avec tout mon amour

A mes sœur.

A mon frère

A ma famille et ma belle famille

KAHJLJ Hayette

SOMMAIRE

CHAPITRE I :Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction.....	1
I.2. Présentation du bâtiment.....	1
I.3 Le Choix d'une structure	2
I.4 Caractéristiques géométriques du bâtiment	2-3
I.5 Caractéristiques géotechnique du sol.....	3
I.6 Définition des éléments de l'ouvrage.....	3-4
II.1.Caractéristiques Des Matériaux.....	5
II.2 Résistance du béton	5-6
II.3 Module d'élasticité du béton.....	6
II.4 Coefficients de poisson	6-7
II.5 Les contraintes limites.....	7-8
II.6.L'acier	8-10
II.7.Actions :.....	10-11
II.8. Combinaisons de calcul:.....	11
II.9. Règlement utilisés	11-12
II.10. Logiciel utilisés	12
II.11. Les états limites.....	12
II.12. Conclusion :	12

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structural

II.1.Introduction.....	14
II.2. Pré dimensionnement des poutres.....	14-16
2.1 Poutre principale (P.P).....	15
2.2. Poutre secondaire (P.S).....	15-16
II.3.Pré dimensionnement des poteaux.....	16-21
3.1. Poteau du RDC	17-18
3.2. Poteaux du 1 ^{er} au 8 ^{ème} étage.....	19-20
3.3. Poteaux 9ème étage et 10ème étage.....	21
II.4. Pré dimensionnement des dalles.....	21
4.1. Planchers dalle pleine.....	21-23
4.2. Plancher en corps creux (étage courant)	23-24
II. 5 .Pré dimensionnement des voiles	25-26
5.1. Voile du RDC, 9ème et 10ème étage	25-26
5.2. Voile d'étage courant 1ème au 8ème étage	26
II.6. Pré dimensionnement d'escalier	26-28
6.1. Dimensions des escaliers	26
6.2. Dimensionnement des marches et contre marches	27-28
II.7. dimensionnement de Balcon.....	28
II.8. dimensionnement d'Acrotère.....	28

II.9.Conclusion	28
-----------------------	----

CHAPITRE III : Evaluation et descente des charges

III.1.Evaluation des charges.....	30-36
1.1. Introduction.....	30
1.2. Les Plancher	30-32
a. Plancher terrasse	30-31
b. Plancher étage courant.....	31
c. Plancher de sou sol.....	32
1.3. Les Murs.....	32-34
a. Mur de façade longitudinale	32-33
b. Mur de façade transversale	33-34
1.4. Balcon.....	34-35
1.5. Les escaliers	35-36
1.6. L'acrotère.....	36
1.7. Poteaux	36
1.8 .Poutres	36
III.2.DECENT DES CHARGES.....	37-43
2.1. Poteau intermédiaire.....	37-42
2.2. Vérification de la stabilité de forme	42-43

Chapitre IV : Etude Des Planchers

IV.1 Introduction	45
IV.2 Classification des planchers	45
IV.3 Justification du choix de type de plancher « corps creux »	45
IV.4 Méthodes de calcul	45-47
1. Méthode forfaitaire	46
2. La méthode Caquot (3moments)	46
IV .5.calcul des poutrelles.....	47-81
a. Plancher étage courant	47-64
b. Plancher Terrasse.....	64-73
c. Ferrailage de la dalle de compression	73-74
d. Plancher de SOUS SOL (dalle pleine)	75-81

Chapitre V : Etude Elément Secondaire

V.1 Introduction	83
V.2 Etude de l'acrotère.....	83-88
V.2 Etude d'escalier	89-99
V.3. Etude la poutre palière.....	100-102
V.4. Etude des balcons	103-106
V.5. Etud de la dalle machine	107-118
V.6. Dalle pleine	119-121
V.7. La dalle flottante.....	122
V.8. Longrine	13-124

Chapitre VI : Etude dynamique et sismique

VI.1. Introduction	124
VI.2. L'objectif de cette étude sismique	124
VI.3. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques	124-125
VI.4. La méthode d'analyse modale spectrale	125
VI.5. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	125
VI.6. Classification de l'ouvrage	125
VI.7. Classification du site	126
VI.8. Calcul de la force sismique totale	126-130
VI.9. Résultats de calcul	130-131
VI.10. Vérification de la période	131
VI.11. vérification des forces sismiques	131-132
VI.12. Nombre de modes à considérer.....	132-133
VI.13. Disposition de contreventement	133
VI.14. Justification vis a vis des déformations	133-134
VI.15. Justification vis a vis de l'effet P- Δ	135-136

Chapitre VII: Etude des portique et voiles

VI.1. INTRODUCTION.....	138
VI.2. FERRAILLAGE DES PORTIQUES	138
VII.3. Ferrailage réglementaire	139
VII.4. Ferrailage des poutres:	140-157
4.1. Poutres principales.....	140-151
4.2. Poutre secondaire.....	152-157
VII.3. Ferrailage des poteaux.....	158-172
3.1. Introduction	158

3.2. Poteau d'angle (F1).....	159-168
5.3Poteau de rive (A4)	168-172
VIII.2. Voiles pleines	173-180

Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure

VII.1 INTRODUCTION.....	183
VII.2.Etude De L'infrastructure	183-184
VIII.3. Pré dimensionnement du radier	184-186
VIII.4. Vérification du radier	186-187
VIII.5. Le ferrailage de radier	187-196
VIII .2. VOILE PERIFERIQUE	197-200

Liste des figure :

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

Figure. I.1 : Bâtiment en 3D.....	2
Figure. I.2 : Dimensions en plan	3
Fig. I.3 Diagramme déformation ELU.....	7
Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation	9

Chapitre II: Pré dimensionnement des élément structuraux

Fig. II. 1: panneau le plus sollicité	22
Fig. II.2. Planchers à corps creux	24
Figure II. 3 : Coupes de voiles en élévation.	25

Chapitre III: Evaluation et descente des charges

Figure III.1:Plancher type terrasse	31
Figure III-2 : Plancher étages courants.....	31
Figure III-4 : Remplissage extérieur.....	32
Figure -III-5 : LES BALCON	34

Chapitre IV: Etude des planchers

Figure IV.1 : Ferrailage de dalle de compression.....	74
Figure IV.2 : Ferrailage de plancher terrasse et étage.....	74
Figure IV.3 : Ferrailage dalle pleine en travée.....	81
Figure IV.4: Ferrailage dalle pleine en appuis	81

Chapitre V: Etude des élément secondaires

FigureV.1: Coupe d'un Acrotère	83
Figure V.2 : Ferrailage Acrotère	88
Figure V.3 : les éléments d'escaliers.....	89
FigureV.4: Schéma ferrailage d'escalier volé 3.....	99
FigureV.5 : Schéma ferrailage d'escalier volée 1	99
FigureV.6 : BalconsType 1 (dalle appuyée sur trois cotés)	103
Figure V.7 : Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique.....	107
FigureV.8: Ferrailage en travée de la dalle machine(e=25cm)	118
Figure V.9: Ferrailage en appui de la dalle machine(e=25cm).....	118
FigureV.10. : Ferrailage de dalle flottante(e=15cm)	122
FigureV.11. : Ferrailage de longrine.	124

Chapitre VI: Etude dynamique et sismique

Figure VI.1.: La disposition des voiles	133
---	-----

Chapitre VII: Etude portique Et voile

Figure VII.1.Schéma de ferrailage en appui	145
Figure VII .2:Schéma de ferrailage en travée.....	145
Figure VII .3:Schéma de Ferrailage en appui	151
Figure VII .4.Schéma de Ferrailage en travée	151
Figure VII .5: Schéma de ferrailage en travée	157
Figure VII .6:Schéma de ferrailage en appui	157
Figure VII .7:Schéma de ferrailage	164
Figure VII.8: Schéma de ferrailage.....	168
Figure VII.8 : Schéma de ferrailage	172
Figure VII .10: SCHEMA DE FERRAILLAGE (1/2voile)	175
Figure VII.11: SHEMA DE FERRAILLAGE (1/2voile).....	176
Figure VII.12: SCHEMA DE FERRAILLAGE (1/2 voile).....	177
Figure VII.13: SCHEMA DE FERRAILLAGE (1/2 voile).....	179
Figure VII.14 : SCHEMA DE FERRAILLAGE (1/2voile)	180

Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure

Fiiure VIII.1 Ferrailage de radier nervuré	196
Figure VIII.2 : Schéma de ferrailage (1/2voile)	200



Liste des tableau :

Chapitre I:

Tableau I.1 : La composition d'un mètre cube (m ³) de béton	5
Tableau. I.2. Caractéristiques mécaniques des aciers.....	8
Tableau II-1 : dimensions des poutres (PP et PS)	16
Tableau II-2 : Mode de fonction	22

Chapitre III:

Tableau III.1 : évaluation des charges permanentes du plancher terrasse inaccessible en corps creux.....	30
Tableau III.2 : évaluation des charges permanentes du plancher étage courant a corps creux	31
Tableau III.3 : évaluation des charges permanentes du plancher de sous-sol en dalle pleine	32
Tableau III.4 : évaluation des charges permanentes du mur de façade longitudinale.....	33
Tableau III.5 : évaluation des charges permanentes du mur de façade longitudinale.....	33
Tableau III.6 : évaluation des charges permanentes du mur de façade transversale.....	34
Tableau III.7 : évaluation des charges permanentes du mur de façade transversale.....	34
Tableau III.8 :: évaluation des charges permanentes du balcons	35
Tableau -III-9 : Evaluation des charge d' Escalier	35
Tableau -III-10: Evaluation des charge Palier de repos.....	36

Chapitre IV:

Tableaux IV.1 : Résumé des moments dans les tableaux suivants	58-59
Tableaux IV .2 : Résumé des moments dans les tableaux suivants	68-69
Tableau IV.3 : Calcul de ferrailage à E.L.U	70
Figure IV .4 : Calcul de ferrailage à L'E.L.S	70

Chapitre V

Tableaux V.1: Ferrailage de l'ascenseur en travée et en appui sens x y(ELU)	114
Tableaux V.2: Ferrailage de l'ascenseur en travée et en appui sens x y(EIS)	115



Chapitre VI:

Tableau VI-1 : de mode et des périodes	130
Tableau VI.2 :des réactions à la base sous x	131
Tableau VI.3. : Des réactions à la base sous y	132
Tableau VI.4 : Extrême globaux	132
Tableau VI-5: déplacements relatifs de la structure sens x-x	134
Tableau VI-6: déplacements relatifs de la structure sens y-y	134
Tableau VI.8: Vérification de l'effet p- Δ	136

Chapitre VIII:

Tableau VIII.1 : vérification de la contrainte de compression dans le béton	191
Tableau VII.2 : vérification de la contrainte de compression dans le béton	194

Résumé:

Notre projet consiste à étudier un hôtel (R+10 avec sous -sol) qui est implanté dans la wilaya d'Annaba

La première partie représente une description de l'ouvrage, définition des caractéristique des matériaux utilisés ainsi que les règlement et logiciels employés.

En deuxième partie , on a fait un pré dimensionnement des élément de la structure et les élément secondaire avec une descentes des charges sous le règlement **R.P.A 99 version 2003**.

La troisième partie est une modélisation pour la détermination des section finales à l'aide du logiciel **ROBOT 2021**.

La quatrième partie concerne les assemblage des élément suivis d'un calcul avec une vérification de l'infrastructure.

Finalement, on a traduit le dimensionnement de toute la structure sur des plans d'exécution à l'aide du logiciel **AUTOCAD 2018** .

Introduction

Introduction générale

Le Génie civil est un domaine très vaste et spécialisé qui regroupe l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol, ces activités se partagent en deux grandes catégories : Les bâtiments, et les gros œuvres. Un ingénieur en structures est donc responsable d'étudier la stabilité des constructions soumises à des différentes actions, permanentes ou variables dans le temps, statiques ou dynamiques. Cette étude nécessite de maîtriser l'outil informatique et des logiciels tels que **SAP, ROB, ETABS ...** dans le but de satisfaire La sécurité, l'économie et le confort.

Vu que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Dans le présent travail on présentera une étude détaillée d'un hôtel comportant un RDC, et dix étages avec un sous-sol. Cette étude vise à mettre en application toute nos connaissances acquises durant les cinq années de formation. Pour ce faire il faut impérativement se munir de ces règlements : (**RPA99/version 2003, CBA 93, BAEL91 et DTR**).

Notre étude est réalisée par un logiciel de calcul **ROBOT 2021** pour faire le calcul dynamique des éléments structuraux. Dans cette étude, nous allons suivre les étapes décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- ❖ Le premier chapitre : Présentation de l'ouvrage
- ❖ Le deuxième chapitre : pré dimensionnement des éléments
- ❖ Le troisième chapitre : Evaluation et descente des charges
- ❖ Le quatrième chapitre : Etude des plancher .
- ❖ Le cinquième chapitre : Etude des Elément secondaire .
- ❖ Le sixième chapitre: Etude dynamique et sismique
- ❖ Le 7ème chapitre : Etude Portique et voiles
- ❖ Le dernier chapitre : l'étude de l'infrastructure.

Chapitre 1 :

Présentation de l'ouvrage

Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments Structuraux (**Poteaux, poutres, voiles...**) aux différentes sollicitations (compression, Flexion...).

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'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement, ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2 Présentation du projet

Le projet que nous avons en train d'étudier consiste à un Hôtel (RDC + 10 étages) en béton armé.

- RDC: usage commercial
- 10 étages : usage d'habitation et touristique
- Terrasse accessible

Les planchers sont du type à corps creux pour les étages courants et dalle pleine pour le R.D.C ainsi que la terrasse est accessible.

Implanté à la wilaya de ANNABA qui d'après le règlement parasismique Algérien (RPA99/verssion2003) est classé en zone de moyenne sismicité (zone II A).

Le système de structure est du type portique centre.

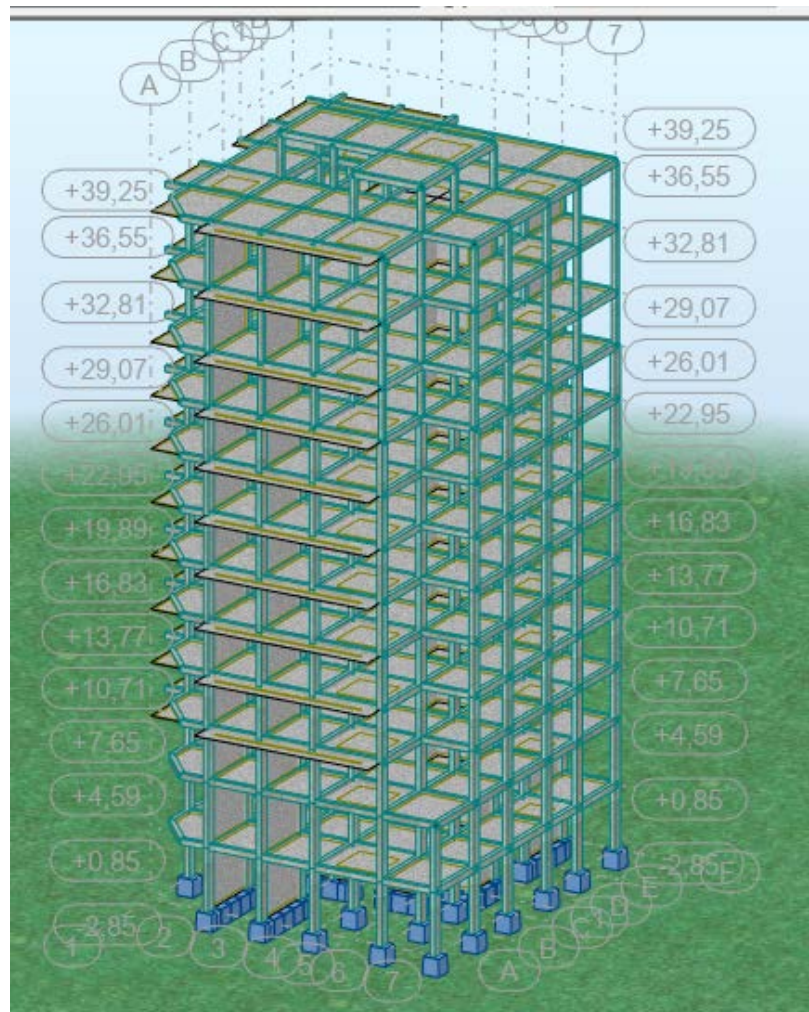


Figure. I.1 : Bâtiment en 3D

I.3 Le Choix d'une structure

Le choix d'une construction d'élévation importante est à cause de la tendance s'explique par l'urbanisation très dense imposée par la croissance démographique, à cause de développement théorique et pratique de la technologie du bâtiment.

I.4 Caractéristiques géométriques du bâtiment

Le bâtiment est fondé sur une surface au sol de m^2 avec une longueur de m et une largeur de m. La forme de la structure est régulière (forme du plancher presque en rectangle)

Les dimensions du bâtiment sont données comme suite :

Dimensions en élévation :

Hauteur sous-sol : $h=2.89m$

Hauteur totale du bâtiment : $H=39.25m$

Hauteur du RDC : $h= 3.74m$

Hauteur d'étage courant : $h=3.06\text{m}$

Cage d'escaliers S1 : 14.82 m^2

Cage d'ascenseur S2 : 3.78 m^2

Dimensions en plan :

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

Largeur en plan (B) : 19.70m sens longitudinal

La longueur en plan (L) : 18m sens transversal

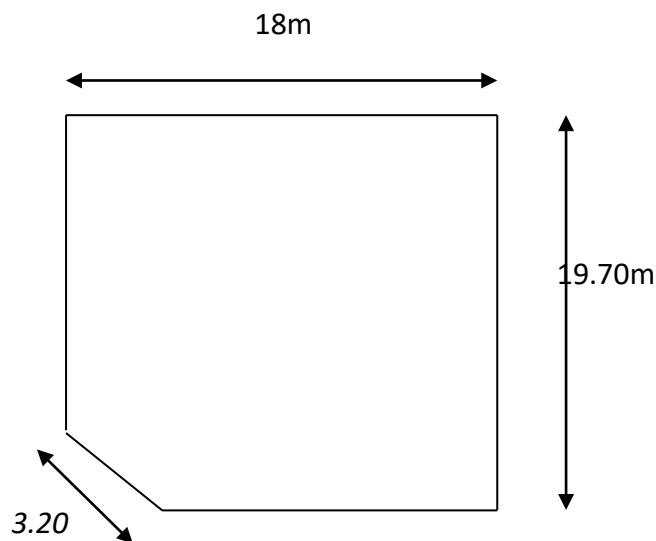


Figure. I.2 : Dimensions en plan

I.5 Caractéristiques géotechniques du sol

Il est nécessaire pour l'ingénieur ou le constructeur d'accorder une importance primordiale à l'étude du sol pour connaître l'état des lieux au voisinage de la construction et les caractéristiques géométriques des différentes couches qui constituent le sol de fondation.

Pour nous permettre de bien concevoir le système fondation et assurer une bonne assise pour notre ouvrage, une étude géotechnique a été menée et à donner pour le sol une contrainte de calcul $\sigma_{\text{sol}} = 2\text{ bars}$

I.6 Définition des éléments de l'ouvrage

- **Superstructure :**

La structure sera réalisée en béton armé. Toutes les poutres, poteaux, chaînages, Longrines, linteaux, dalle... seront en béton armé :

1. Ossature de l'ouvrage :

La stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales sous l'effet de séisme est assurée par des voiles et les portiques autrement dit, un contreventement mixte.

Pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

-Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 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 qu'aux sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins de 25 % de l'effort tranchant d'étage.

2. Les planchers :

Les planchers sont conçus en corps creux (16+4) dont le but est d'assurer une bonne Isolation phonique, l'hourdis et les nervures sont conçus pour être collé sur place.

3. La maçonnerie :

- Murs extérieures : Sont constitués d'une paroi double en brique creuse de 15 cm pour la paroi externe et 10 cm pour la paroi interne, les deux (02) parois étant séparées par une lame d'air de 05 cm d'épaisseur.

- Murs intérieures : Sont constitués en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

4. Revêtement :

Enduit en ciment pour les murs et les plafonds.

Carrelage pour les planchers et les escaliers.

5. Les escaliers :

Ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

Sont des éléments en gradins. Ils permettent l'accès aux étages qui sont constitués en B.A.

6. Ascenseur :

C'est un appareil élévateur, desservant des niveaux définis et comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériel (monte-charge).

7. Acrotère :

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé

De 60 cm d'ateur et de 10 cm d'épaisseur.

8. Les balcons :

Ils sont réalisés en console par dalle pleine en béton armé.

- **L'infrastructure :**

L'infrastructure est réalisée en béton armé en assurant :

- La transmission des charges verticales au sol d'assise de la structure.

- Limitation des tassements différentiels.

- Encastrement de la structure dans le sol.

Caractéristiques Des Matériaux

II.1.Introduction

Les matériaux de construction jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tels que ; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

- **Béton :**

Le béton est un mélange proportionnel de (ciment, de granulats, d'eau et éventuellement d'adjuvants définis par des normes). Il a une bonne résistance à la compression mais résiste 10 fois moins à la traction.

- On appelle Le **béton armé** est un matériau composite constitué de béton et de barres d'acier qui allie les résistances à la compression du béton et à la traction de l'acier. Il est utilisé comme matériau de construction, en particulier pour le **bâtiment** et le **génie civil**.

- **Le dosage du béton :**

On appelle dosage le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage le béton est réalisé avec des mélanges contenant :

Tableau I.1 : La composition d'un mètre cube (m³) de béton

Graviers 5 /25	Sable 0/5	Ciment CPA	Eau
800 L	400 L	350 L	175 L

II.2 Résistance du béton

2.1. Résistance caractéristique à la compression [Art A.2.1.1.1]

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section (= 16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (H = 32cm). Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes:

- Pour : $f_{c28} \leq 40$ MPA

Si : $j < 28$ jours →

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.86j} f_{c28}$$

$j > 28$ jours → $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$

- Pour : $f_{c28} \geq 40$ MPa

Si : $j < 28$ jours \rightarrow

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28}$$

$j > 28$ jours $\rightarrow f_{cj} = f_{c28}$

- f_{cj} : La résistance caractéristique à "J" jours.

- f_{c28} : La résistance caractéristique à "28" jour

2.2. La résistance à la traction [Art A.2.1.1.2]

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " est déterminée par trois essais:

En traction directe ;

- En traction par fendage ;
- En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

On a :

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

$$\text{Donc } f_{t28} = 0.6 + (0.06 \times 25) = 2.1 \text{ MPa}$$

II.3 Module d'élasticité du béton

3.1. Module d'élasticité instantané [Art A.2.1.2.1]

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée du béton est pris égal à:

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Alors :

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa}$$

3.2. Modules d'élasticité différée [Art A.2.1.2.2]

Pour un chargement d'une durée d'application supérieure à 24 heures, le module de déformation différée du béton est pris égal à:

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.1 \text{ MPa}$$

II.4 Coefficients de poisson [Art A.2.1.3]

$$\nu = \frac{\Delta a/a}{\Delta l/l} = \frac{\text{allongement dans le sens transversal}}{\text{raccourcissement longitudinal}} / \frac{\text{raccourcissement longitudinal}}{\text{allongement dans le sens longitudinal}}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple.

Δa : Flambement transversal ;
 Δl : raccourcissement longitudinal ;

• **Le coefficient de poisson est pris égal à :**

- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU).
- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations (ELS).

II.5 Les contraintes limites

5.1. Etat limite ultime (E.L.U)

La contrainte ultime du béton en compression :

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

Avec

γ_b : Coefficient de sécurité

Tel que :

$\gamma_b = 1,5$ Sollicitations durables (normal).

$\gamma_b = 1,15$ Sollicitations accidentelles

θ : Coefficient qui dépend de la durée t d'application de la combinaison d'action.

$\{\theta = 1 \rightarrow Si: t > 24 h$

$\theta = 0,9 \rightarrow Si: 1h < t < 24 h$

$\theta = 0,85 \rightarrow Si: t < 1 h$

La courbe est sous forme d'une parabole :

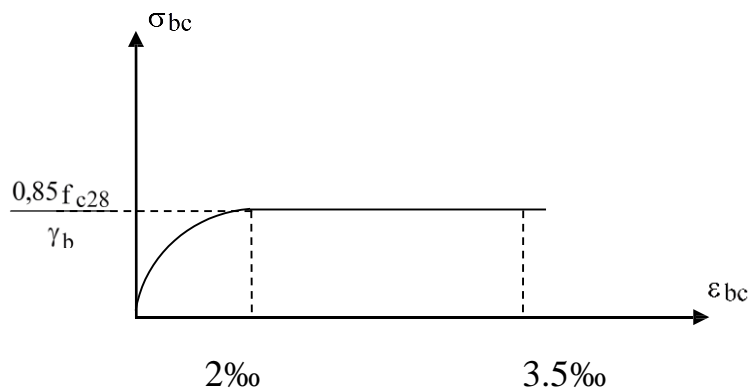


Fig. I.3 Diagramme déformation ELU.

5.2. Etat Limite Service (E.L.S)

La contrainte admissible du béton à la compression :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj} \text{ (MPA)}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

5.3. La contrainte de cisaillement dans le béton à l'E.L.U

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible (F.P)

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

- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable (F.P ou F.T.P)

$$\tau_u \leq (0.15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :

τ_u est la contrainte ultime de cisaillement.

II.6.L'acier :

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

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

Le critère essentiel qui caractérise les aciers c'est leur limite d'élasticité « Fe ». Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers

6.1. Type d'acier utilisé :

Les aciers utilisés pour constituer les différentes pièces de notre projet sont :

- Barres lisses → **Fe E 235**
- Barre à hautes adhérences → **Fe E 400**
- Treillis soudé de diamètre 6 hautes adhérences → **Fe E 215**

Type	Nuance	Limite élastique FeE	Limite de rupture (MPa)
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	480
	FeE500	500	550
Ronds lisses (RL)	FeE215	215	330-390
	FeE235	235	460-490
Treillis soudés (TS)	FeE400	400	400

Tableau. I.2. Caractéristiques mécaniques des aciers.

6.2. Contrainte de calcul d'acier :

Les caractéristiques mécaniques des aciers sont dégagées de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ζ .

➤ Etat Limite Ultime (E.L.U) :

F_e (limite d'élasticité de l'acier) = **400 MPa**

γ_s (coefficient de sécurité) = **1** pour les situation accidentelle

γ_s (coefficient de sécurité) = **1.15** dans les autre cas (en générale)

E_s (module d'élasticité de l'acier) = **2×10^5 MPA**

$$\zeta_l = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{400}{1.15 \times 2.10^5} = \mathbf{1.739 \%}$$

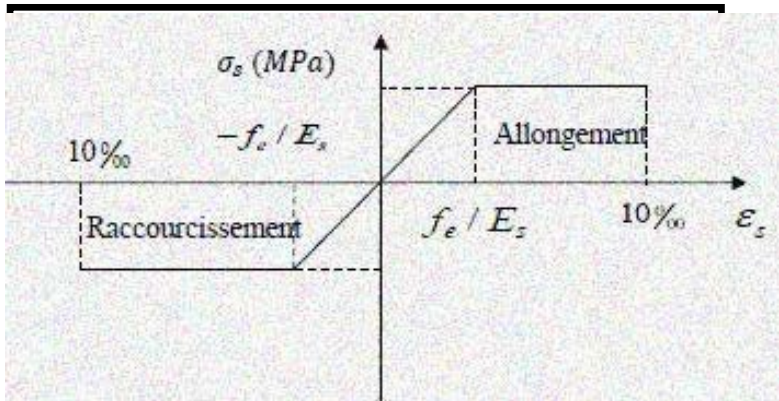
Si : $\zeta_s < \zeta_L$ alors $\sigma_s = \zeta_s \times E_s$

$$\Rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha_L = 3.5 / (3.5 + 1.739) = \mathbf{0.668}$$

$$\mu_L = 0.8 \alpha_L (1 - 0.4 \times \alpha_L) = \mathbf{0.392}$$

Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation :



➤ Etat Limite Service (E.L.S) :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

Les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suite :

- Fissuration peu préjudiciable, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s .

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ avec $\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ avec $\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{f_e}{2} ; 90\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$

Avec :

- η : Coefficient numérique des armatures :
- $\eta = 1$ Pour les ronds lisses
- $\eta = 1.6$ Pour les armatures hautes adhérence
- $\eta = 1.3$ Pour les cas des fils de diamètres inférieur à 6mm

6.3. Coefficient de scellement Ψ :

Ψ_G : Coefficient de scellement

- $\Psi_G = 1$ Pour les ronds lisses.
- $\Psi_G = 1.5$ Pour les hautes adhérences.

II.7.Actions :

Actions Les actions sont les forces et les couples dus aux charges appliquées à une structure et à la déformation imposée, on distingue trois catégories d'actions.

A. Actions permanentes(G)

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent : Le poids propre de la structure ; Le poids de cloison ; Le poids des poussés des terres et des liquides.

B. Actions variables (Qi)

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans les temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitation ;
- Les charges climatiques ;
- Les charges appliquées en cour d'exécution ;
- Les charges dues à la température.

C. Actions accidentelles

Ce sont des actions rares dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'applications, on peut citer :

- Les séismes(E) ;
- Les explosions ;
- Les chocs.

II.8. Combinaisons de calcul:

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

Les combinaisons de calcul à l'état limite de résistance sont :

a. pour les situations durables :

$$P_1 = 1,35G + 1,5Q$$

b. pour les situations accidentelles (séisme,...) :

$$P_2 = G + Q \pm E$$

$$P_3 = G + Q \pm 1,2 E$$

$$P_4 = 0,8 G \pm E$$

c. les combinaisons de calcul à l'état limite service de déformation sont

$$P_5 = G + Q$$

Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : l'effort de séisme.

II.9. Règlement utilisés :

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- **Règlements généraux :**
 - Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93 ;
 - Règles BAEL 91 modifiées99 ;
- **Règlements locaux :**
 - Règles parasismiques algériennes R.P.A 99 version 2003 ;
 - Charges permanentes et charges d'exploitation DTR B .C.2.2 ;
 - Règles de calcul des fondations superficielles DTR 2.33.1 et

- Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles DTR B.E 1.31.

II.10. Logiciel utilisés :

- **ROBOT version 2021**) : pour la modélisation de la structure et
- **AUTOCAD (version2017)** : pour les dessins des plans

II.11. Les états limites

L'état limite est l'état où toutes les conditions de sécurité d'une construction sont satisfaites vis-à-vis de la stabilité et de la résistance.

a. États Limites Ultimes (ELU)

Ce sont ceux qui mettent en cause la **sécurité** de l'ouvrage. Ils ne désignent pas nécessairement l'effondrement, mais la plastification des matériaux et les grandes déformations résultantes sont souvent considérées comme une ruine. On distingue :

- L'équilibre statique
- La résistance d'un élément de la construction
- La stabilité de forme (flambement)

b. États Limites de Service (ELS)

Ce sont ceux qui mettent en cause le **comportement** de la construction en exploitation. On distingue deux cas :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments
- Etat limite de compression du béton

II.12. Conclusion :

Dans ce 1er chapitre, nous avons présenté la préinscription du projet avec toutes ses caractéristiques, Nous avons donné les caractéristiques des matériaux utilisés ainsi que les codes et règlement en vigueur. Le Chapitre suivant fera l'objet du Pré dimensionnement de tous les éléments structuraux de notre ouvrage.

Chapitre II:

***Pré dimensionnement des élément
structuraux***

Pré dimensionnement des éléments

II.1.Introduction

Le pré dimensionnement c'est " le pré calcul " des éléments de la structure (**plancher, Poutres, Poteaux ...**) ; et en fait tous sa pour assurer une grande stabilité de l'ouvrage.

Soient prés dimensionnés de telles manières à reprendre tous les sollicitations Suivantes :

- Sollicitations verticales : concernant les charges et les surcharges.
- Sollicitations horizontales : concernant le séisme, le vent.

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure, Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après la vérification dans la phase de calcul.

Le pré dimensionnements de la structure est calculé selon les règles « **B.A.E. L91 et RPA99 version 2003 et le DTR** ».

II.2. Pré dimensionnement des poutres

Définition :

D'une manière générale en peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux.

On a deux types de poutres :

- **Les poutres principales :**

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (**Poutrelles**) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

Elles relient les poteaux.

Elles Supportent la dalle.

- **Les poutres secondaires : (Chaînages)**

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

➤ **D'après les règles de B.A.E.L 91 on a :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \longrightarrow \text{Critère de flèche}$$

Tel que : $\left\{ \begin{array}{l} h : \text{la hauteur de la poutre principale.} \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} L : \text{la plus grande portée dans le sens des poutres principales entre nus} \end{array} \right.$

➤ selon le RPA91(modifié 2003) :

- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$

2.1 Poutre principale (P.P)

• Selon BAEL91 il faut que :

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

$L=390 \text{ cm}$ donc :

$$390/15 \leq h \leq 390/10 \Rightarrow 26 \leq h \leq 39 \quad \text{donc} \quad \mathbf{h=40cm.}$$

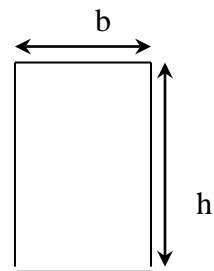
$$0.3h \leq b \leq 0.5h$$

b : le largeur de la poutre principale.

$$0.3 \times 40 \leq b \leq 0.5 \times 40 \Rightarrow 12 \leq b \leq 20 \quad \text{donc} \quad \mathbf{b=30cm.}$$

Donc on adopte une poutre principale de $(40 \times 30) \text{ cm}^2$.

- Vérification selon RPA 99/VER 2003 : [ART 7.5.1]
- $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm} \Rightarrow 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.
- $h/b \leq 4 \Rightarrow 40/30 = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots$ vérifiée.



Les conditions du RPA sont vérifiées donc la poutre principale à une section de $(40 \times 30) \text{ cm}^2$.

2.2. Poutre secondaire (P.S)

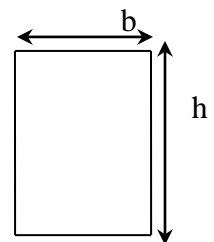
• Selon BAEL91 il faut que :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 390/15 \leq h \leq 390/10 \Rightarrow 26 \leq h \leq 39 \quad \text{donc} \quad \mathbf{h=35cm.}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.5h \Rightarrow 0.3 \times 35 \leq b \leq 0.5 \times 35$$

$$\Rightarrow 10.5 \leq b \leq 17.5 \quad \text{donc} \quad \mathbf{b=30cm.}$$

Donc on adopte une poutre secondaire de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$



• **Vérification selon RPA99/VER2003 :**

- $b \geq 20\text{cm} \implies 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots$ **vérifiée.**
- $h \geq 30\text{cm} \implies 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots$ **vérifiée.**
- $h/b \leq 4 \implies 35 / 30 = 1.16 \text{ cm} \leq 4 \dots\dots\dots$ **vérifiée.**

Les conditions du RPA sont vérifiées donc la poutre secondaire à une section de **(30x35) cm²**.

	Section (b x h) en (cm ²)
Poutre Principale	(30x 40)
Poutre Secondaire	(30 x 35)

Tableau II-1 : dimensions des poutres (PP et PS)

II.3. Pré dimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations.

Le pré dimensionnement s'effectue selon Critère de résistance d'après le **B.A.E. L91** plus le calcul basé sur la descente de charge, qui s'applique la loi de dégression des charges d'exploitations. Et en fait la vérification par les conditions du **RPA99** ainsi que la condition de flambement.

• **selon le :BAEL91**

Condition de flambement :

- $\frac{l_f}{b} \leq 14.4$
- $l_f = 0.7l_0$
- $b > \frac{l_f}{14.4}$

• **selon le RPA99(modifier2003)**

Les dimensions de la section transversale du poteau doivent satisfaire :

- $\min(b ; h) \geq 25\text{cm}$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$
- $\min(b ; h) \geq \frac{h_e}{20}$

3.1. Poteau du RDC :

➤ Donnée par l'architecture (30×60) cm².

- D'après BAEL 91:

On vérifiée la condition de flambement :

$$L_f/b \leq 14.4 \Rightarrow b \geq L_f/14.4$$

L_f : la longueur de flambement, pour notre cas $L_f=0.7 L_0$

L₀ (hauteur de RDC - retombée de la poutre)=374 – 40 =334 cm.

$$L_f=0.7 \times 334=233.8 \text{ cm.}$$

$$b \geq 233.8/14.4 \Rightarrow b \geq 16.23$$

On a **b=30cm** ≥16.23cm **vérifiée.**

- Vérification selon RPA 99/VER2003 :

On a b=30cm ; h=60cm.

$$b/4 \leq h \leq 4 \times b \Rightarrow 30/4 \leq h \leq 4 \times 30$$

$$\Rightarrow 7.5\text{cm} \leq 60\text{cm} \leq 120\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{Min}(b, h) \geq L_0 / 20 \Rightarrow \text{min}(30,60) \geq \text{cm } 334 / 20$$

$$\Rightarrow 30\text{cm} \geq 16.7\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les conditions de RPA sont vérifiées donc le poteau à une section de (30×60) cm².

➤ Donnée par l'architecture (30*50) cm² :

- D'après BAEL 91:

On vérifiée la condition de flambement :

$$L_f/b \leq 14.4 \Rightarrow b \geq L_f/14.4$$

L_f : la longueur de flambement, pour notre cas $L_f=0.7 L_0$

L₀ : (hauteur de RDC - retombée de la poutre)=374 – 40 =334 cm.

$$L_f=0.7 \times 334=233.8 \text{ cm.}$$

$$b \geq 233.8/14.4 \Rightarrow b \geq 16.23$$

On a **b=30cm** ≥ 16.23cm **vérifiée.**

- **Vérification selon RPA 99/VER2003 :**

On a $b=30\text{cm}$; $h=50\text{cm}$.

$$b/4 \leq h \leq 4 \times b \Rightarrow 30/4 \leq h \leq 4 \times 30$$

$$\Rightarrow 7.5\text{cm} \leq 50\text{cm} \leq 120\text{cm} \quad \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\text{Min}(b, h) \geq L_0 / 20 \Rightarrow \text{min}(30, 50) \text{ cm} \geq 334 / 20$$

$$\Rightarrow 30\text{cm} \geq 16.7\text{cm} \quad \dots \text{vérifiée.}$$

Les conditions de RPA sont vérifiées donc le poteau à une section de $(30 \times 50) \text{ cm}^2$.

➤ **Donnée par l'architecture $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.**

- **D'après BAEL 91:**

On vérifiée la condition de flambement :

$$L_f/b \leq 14.4 \Rightarrow b \geq L_f/14.4$$

L_f : la longueur de flambement, pour notre cas $L_f=0.7 L_0$

L_0 (hauteur de RDC - retombée de la poutre)= $374 - 40 = 334 \text{ cm}$.

$$\mathbf{L_f=0.7 \times 334=233.8 \text{ cm.}}$$

$$b \geq 233.8/14.4 \Rightarrow b \geq 16.23$$

On a $b=30\text{cm} \geq 16.23\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

- **Vérification selon RPA 99/VER2003 :**

On a $b=30\text{cm}$; $h=30\text{cm}$.

$$b/4 \leq h \leq 4 \times b \Rightarrow 30/4 \leq h \leq 4 \times 30$$

$$\Rightarrow 7.5\text{cm} \leq 30\text{cm} \leq 120\text{cm} \quad \dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{Min}(b, h) \geq L_0 / 20 \Rightarrow \text{min}(30, 30) \text{ cm} \geq 334 / 20$$

$$\Rightarrow 30\text{cm} \geq 16.7\text{cm} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les conditions de RPA sont vérifiées donc le poteau à une section de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

3.2. Poteaux du 1^{er} au 8^{ème} étage:

➤ Donnée par l'architecture (30*60) cm².

- D'après BAEL 91:

On vérifiée la condition de flambement :

$$L_f/b \leq 14.4 \Rightarrow b \geq L_f/14.4$$

$$L_f=0.7L_0$$

Avec :

$$L_0 \text{ (hauteur d'étage – la retombée de la poutre)}=306-40=266\text{cm.}$$

$$L_f=0.7 \times 266=186.2\text{cm.}$$

$$b \geq 186.2/14.4 \Rightarrow b \geq 12.93\text{cm}$$

Donc $b=30\text{cm} \geq 12.69\text{cm}$ vérifiée.

- Vérification selon RPA 99/VER2003 :

On a $b=30\text{cm}$; $h=60\text{cm}$.

$$b/4 \leq h \leq 4 \times b \Rightarrow 30/4 \leq h \leq 4 \times 30$$

$$\Rightarrow 7.5\text{cm} \leq 60\text{cm} \leq 120\text{cm} \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\text{Min} (b, h) \geq L_0 / 20 \Rightarrow \text{min} (30, 60) \text{ cm} \geq 266/20$$

$$\Rightarrow 30\text{cm} \geq 13.3\text{cm} \dots \text{C'est vérifié.}$$

Les conditions de RPA sont vérifiées donc le poteau à une section de (30×60) cm².

➤ Donnée par l'architecture (30*50) cm².

- D'après BAEL 91:

On vérifiée la condition de flambement :

$$L_f/b \leq 14.4 \Rightarrow b \geq L_f/14.4$$

$$L_f=0.7L_0$$

Avec :

$$L_0 \text{ (hauteur d'étage – la retombée de la poutre)}=306-40=266\text{cm.}$$

$$L_f=0.7 \times 266=186.2\text{cm.}$$

$$b \geq 186.2/14.4 \Rightarrow b \geq 12.93 \text{ cm}$$

Donc $b=30 \text{ cm} \geq 12.69 \text{ cm}$ vérifiée.

- **Vérification selon RPA 99/VER2003 :**

On a $b=30 \text{ cm}$; $h=50 \text{ cm}$.

$$b/4 \leq h \leq 4 \times b \Rightarrow 30/4 \leq b \leq 4 \times 30$$

$$\Rightarrow 7.5 \text{ cm} \leq 50 \text{ cm} \leq 120 \text{ cm} \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\text{Min}(b, h) \geq L_0 / 20 \Rightarrow \text{min}(30, 50) \text{ cm} \geq 266/20$$

$$\Rightarrow 30 \text{ cm} \geq 13.3 \text{ cm} \dots \text{C'est vérifié.}$$

Les conditions de RPA sont vérifiées donc le poteau à une section de $(30 \times 50) \text{ cm}^2$.

➤ **Donnée par l'architecture $(30 \times 30) \text{ cm}^2$**

- **D'après BAEL 91:** on vérifiée la condition de flambement :

$$L_f/b \leq 14.4 \Rightarrow b \geq L_f/14.4$$

$$L_f = 0.7 L_0$$

Avec :

$$L_0 \text{ (hauteur d'étage – la retombée de la poutre)} = 306 - 40 = 266 \text{ cm.}$$

$$L_f = 0.7 \times 266 = 186.2 \text{ cm.}$$

$$b \geq 186.2/14.4 \Rightarrow b \geq 12.93 \text{ cm}$$

Donc $b=30 \text{ cm} \geq 12.69 \text{ cm}$ vérifiée.

- **Vérification selon RPA 99/VER2003 :**

On a $b=30 \text{ cm}$; $h=30 \text{ cm}$.

$$b/4 \leq h \leq 4 \times b \Rightarrow 30/4 \leq b \leq 4 \times 30$$

$$\Rightarrow 7.5 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \leq 120 \text{ cm} \dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{Min}(b, h) \geq L_0 / 20 \Rightarrow \text{min}(30, 30) \text{ cm} \geq 266/20$$

$$\Rightarrow 30 \text{ cm} \geq 13.3 \text{ cm} \dots \text{C'est vérifié.}$$

Les conditions de RPA sont vérifiées donc le poteau à une section de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

3.3. Poteaux 9ème étage et 10ème étage:

➤ Donnée par l'architecture (30*30) cm².

- D'après BAEL 91:

On vérifiée la condition de flambement :

$$L_f/b \leq 14.4 \Rightarrow b \geq L_f/14.4$$

L_f : la longueur de flambement, pour notre cas $L_f=0.7 L_0$

L₀ (hauteur de RDC - retombée de la poutre)=374 – 40 =334 cm.

$$L_f=0.7 \times 334=233.8 \text{ cm.}$$

$$b \geq 233.8/14.4 \Rightarrow b \geq 16.23$$

On a **b=30cm** $\geq 16.23\text{cm}$ **vérifiée**.

- Vérification selon RPA 99/VER2003 :

On a $b=30\text{cm}$; $h=30\text{cm}$.

$$b/4 \leq h \leq 4 \times b \Rightarrow 30/4 \leq h \leq 4 \times 30$$

$$\Rightarrow 7.5\text{cm} \leq 30\text{cm} \leq 120\text{cm} \text{ } \mathbf{vérifiée.}$$

$$\text{Min}(b, h) \geq L_0 / 20 \Rightarrow \text{min}(30,30) \text{ cm} \geq 334 / 20$$

$$\Rightarrow 30\text{cm} \geq 16.7\text{cm} \text{ } \mathbf{vérifiée.}$$

Les conditions de RPA sont vérifiées donc le poteau à une section de (30×30) cm².

II.4. Pré dimensionnement des dalles

Les plancher en B.A sont des surfaces généralement horizontales distingue les limites des niveaux,

En voir deux types de planchers à utiliser :

- Planchers à corps creux.
- Planchers à dalle pleine.

4.1. Planchers dalle pleine :

Une dalle pleine est une structure horizontale porteuse en béton armé généralement à une épaisseur comprise entre 16 cm et 20 cm. Cette dalle est armée afin d'**augmenter la résistance mécanique de la structure** et en trouve dans le plancher haut du sous-sol.

A partir du plan le panneau le plus sollicité c'est le panneau d'angle est sa dimension :

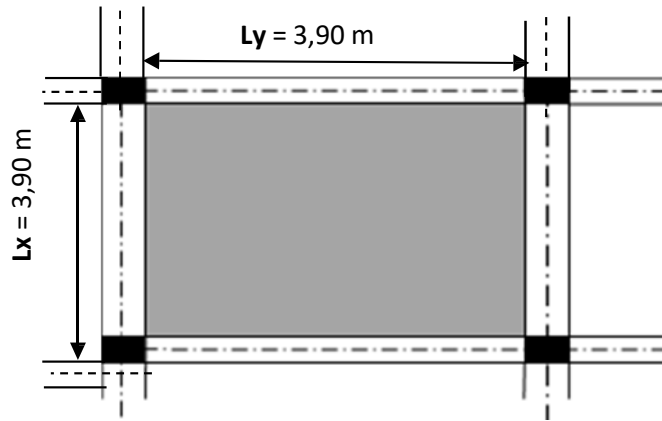


Fig. II. 1: panneau le plus sollicité

Type de panneau	$\alpha = L_x/L_y$	Mode de fonction	L'épaisseur de la dalle « e »
Dalle appuyée sur deux appuis	$\alpha \leq 0.4$	Dalle travail suivant un seul sens.	$L_x \leq e \leq L_x$ 35 30
Dalle appuyée sur quatre appuis	$\alpha > 0.4$	Dalle travail suivant deux sens	$L_x \leq e \leq L_x$ 50 40

Tableau II-2 : Mode de fonction

a) Plancher en dalle pleine (RDC):

On choisit le panneau le plus grand(le plus sollicité)

➤ **La résistance à la flexion :**

1^{er} panneau :

$\rho = L_x/L_y = 390/390 = 1 > 0.4$ dalle reposant sur 4 appuis :

$l_x/50 \leq e \leq l_x/40$ l_x : la petite dimension entre nus.

Avec :

e : l'épaisseur de la dalle.

$7.8\text{cm} < e < 9.75\text{cm}$; on prend $e = 8\text{cm}$.

➤ **Sécurité contre l'incendie (résistance au feu) :**

$e=7\text{cm}$ « pour une heure de coupe du feu ».

$e=11\text{cm}$ « pour 2 heures de coupe du feu ».

On prend $e=11\text{cm}$.

➤ **Isolation phonique :**

Pour assurer une isolation phonique minimale ; l'épaisseur du plancher doit être :

$e \geq 13\text{cm}$, on adopte $e=14\text{cm}$.

➤ **Condition de flèche :**

La condition à vérifier est la suivante :

$F_{\max} \leq F_{\text{admissible}}$; tel que F_{\max} : c'est la flèche maximum calculée pour une poutre encastree à ses extrémité.

On considère une bande de dalle de largeur $b=100\text{cm}$ avec une épaisseur préalablement déterminée ($e=14\text{cm}$).

Le calcul RDM nous donne ; « $F_{\max}=5qLx^4/384 E \cdot I$ »

L : portée de plancher = 490cm .

Q : charges uniforme répartie déterminée à l'ELS : $q=G+Q=(490+150) \cdot 1 \text{ ml}=640\text{kg/ml}$.

E : module d'élasticité différé du béton = 321642kg/cm^2 .

I : moment d'inertie de la section $I=b \cdot e^3/12$ (e : épaisseur de plancher).

$$D'où : e \geq \frac{\sqrt[3]{3 \cdot 10^4}}{384 E I \cdot b} q s \cdot L^3 \Rightarrow e \geq \frac{\sqrt[3]{3 \cdot 10^4}}{384 \cdot 321642 \cdot 100} 640 \cdot 10^{-2} \cdot 390^3$$

$$\Rightarrow e \geq 9.73\text{cm}.$$

On adopte $e=14\text{cm}$.

Finalement $e=\max(7 ; 8 ; 11 ; 14 ; 14) \text{ cm} ; e=14\text{cm}$.

4.2 Plancher en corps creux (étage courant) :

Ce plancher est constitué d'éléments résistants ; ce sont les poutrelles en béton armé et des éléments de coffrage « les entres vous » ; corps creux. Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place (hourdis).

L'épaisseur du plancher est déterminée par la formule empirique suivante :

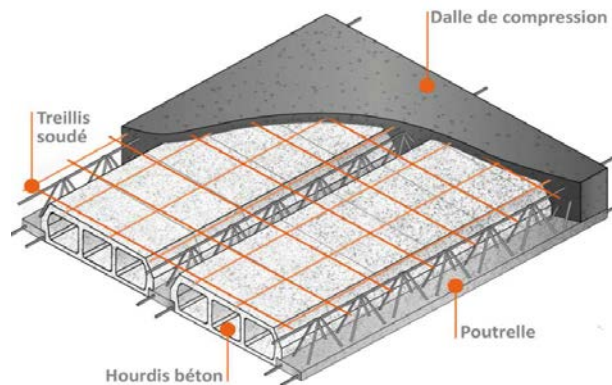


Fig. II.2. Planchers à corps creux

- **Selon BAEL 91:**

La hauteur des poutrelles ht :

$$\frac{Lx}{22.5} \leq ht \leq \frac{Lx}{15} \text{ avec } Lx : \text{ distance de la plus grande travée } Lx=390\text{cm.}$$

$$390/22.5 \leq ht \leq 390/15 \Rightarrow 17.33\text{cm} \leq ht \leq 26\text{cm}$$

On adopte $ht=20\text{cm.}$

- **Le largeur des poutrelles b_0 :**

$$0.3 ht \leq b_0 \leq 0.5 ht \Rightarrow 0.3 \cdot 20 \leq b_0 \leq 0.5 \cdot 20 \Rightarrow 6\text{cm} \leq b_0 \leq 10\text{cm.}$$

On adopte $b_0=12\text{cm.}$

- **La hauteur de la dalle de compression : $h_0 = 4\text{cm.}$**

- * **Le largeur des débords :**

$$b_1 = \min((b-b_0)/2; Lx/10) = \min((65-12)/2; 390/10).$$

On adopte $B_1=26.5\text{cm.}$

$$6 h_0 \leq b_1 \leq 8 h_0 \Rightarrow 6 \cdot 4 \leq b_1 \leq 8 \cdot 4 \Rightarrow 24\text{cm} \leq b_1 \leq 32\text{cm.}$$

→ **La condition est vérifiée.**

Donc on adopte un plancher à corps creux (16+4) cm.

II. 5 .Pré dimensionnement des voiles

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7 du 'RPA 99' Les voiles servent à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme, vent), et les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

D'après le RPA 99 article 7.7.1 les voiles sont des éléments satisfaisant à la condition: $L \geq 4e$, dans le cas contraire ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

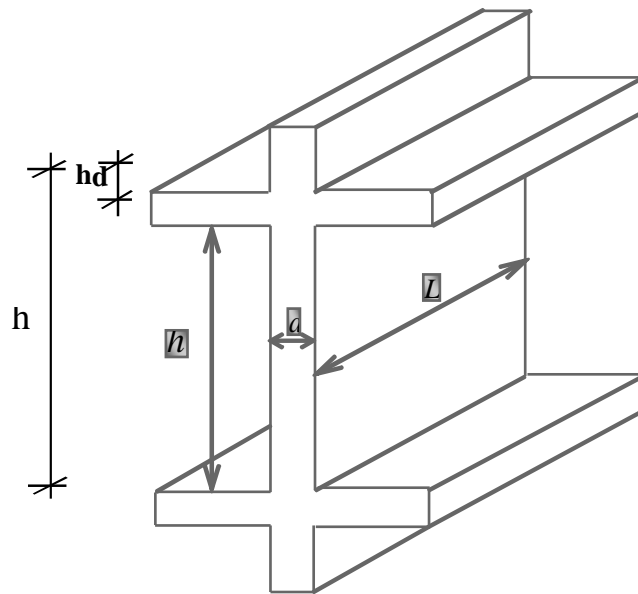


Figure II. 3 : Coupes de voiles en élévation.

Donnée par l'architecture : $a=30\text{cm}$

1. Voile du RDC, 9ème et 10ème étage :

H_e : la hauteur libre du voile ;

$h_e=3.34\text{m}$.

$a=30\text{cm}$.

➤ Selon RPA 99/VER2003 :

$a \geq h_e/20 \Rightarrow a \geq 334/20=16.7 \text{ cm}$

$\Rightarrow 30\text{cm} \geq 16.7\text{cm}$ **vérifiée.**

$L_{\text{min}} \geq 4a$.

Sens longitudinale : $L_{\min} = 200\text{cm} \geq 4 \cdot 30 = 120\text{cm}$ **vérifiée.**

Sens transversale : $L_{\min} = 190\text{cm} \geq 4 \cdot 30 = 120\text{cm}$ **vérifiée.**

On adopte $a = 30\text{cm}$ dans les 2sens (sens longitudinale et transversale).

2. Voile d'étage courant 1ème au 8ème étage :

He : hauteur libre du voile ;

He = 2.66m.

➤ Selon RPA99/VER2003 :

Epaisseur de voile :

$a \geq h_e/20 \Rightarrow a \geq 266/20 = 13.3\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} \geq 13.3\text{cm}$ **vérifiée.**

$L_{\min} \geq 4a$.

Sens longitudinale : $L_{\min} = 200\text{cm} \geq 4 \cdot 30 = 120\text{cm}$ **vérifiée.**

Sens transversale : $L_{\min} = 190\text{cm} \geq 4 \cdot 30 = 120\text{cm}$ **vérifiée.**

On adopte $a = 30\text{cm}$ dans les 2sens (sens longitudinale et transversale).

II.6. Pré dimensionnement d'escalier :

6.1. Dimensions des escaliers :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de « **BLONDEL** » :

$$0,59\text{m} \leq 2h + g \leq 0,64\text{m}.$$

Avec :

« h » : hauteur de la marche (contre marche).

« g » : giron- largeur de la marche.

« H » : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

« n » : nombre de contre marches.

«(n-1) » : nombre de marche.

« L » : projection horizontale de la longueur totale de la volée $L = g \cdot (n-1)$

« H » : hauteur d'étage.

6.2. Dimensionnement des marches et contre marches :

Etude d'un type d'escalier : (deux volées parallèles et palier de repos)

Le pré dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de « **BLONDEL** » suivante :

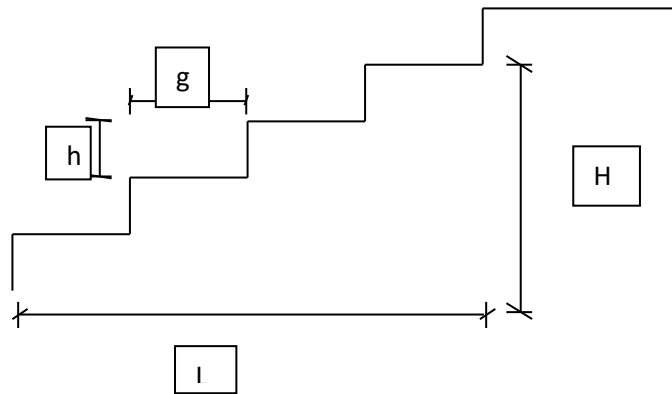


Figure II.4 : schéma de la marche et contre marche.

En prend $h = 17\text{cm}$

$$g + 2h = 66 \text{ cm} \quad , \quad g = 30\text{cm.}$$

$$n = H / h = 3.06 / 17 = 18$$

• **La nombre de marche. (n-1)**

Il y a 2 volée $H / 2 = 3.06/2=1.53\text{m}$

La hauteur de chaque volée =1.53m

Donc il y a 9 marche sure une volée

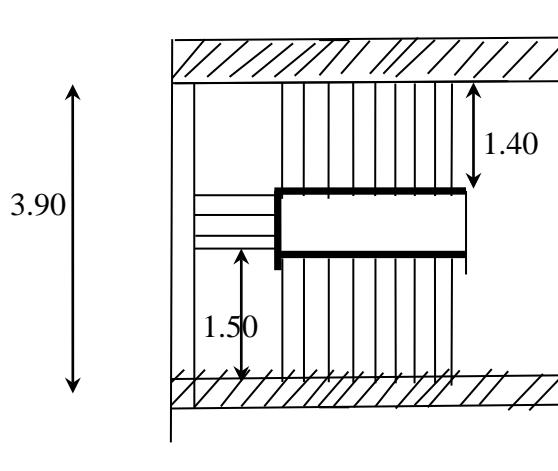


Fig. II. 5: Vue en plan de la cage d'escalier

• l'inclinaison de la paillasse: $\text{tg } \alpha = h/g = 17/30=0.566 \quad \alpha=29.53^\circ$

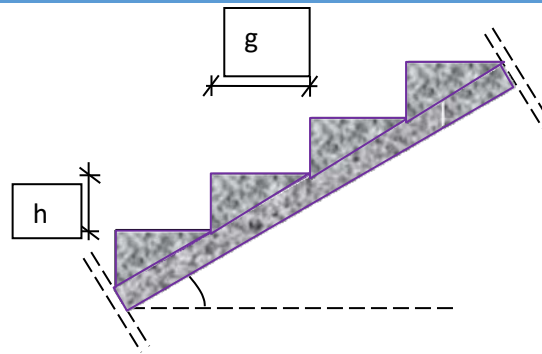


Fig. II. 6 L'inclinaison de la paillasse

II.7. dimensionnement de Balcon

On général le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :

- $L / 15 \leq e \leq L / 20 + 7$ avec : $L_{\max} = 1,3\text{m}$
- $8.66 \leq e \leq 13.5\text{cm}$

On adopte une épaisseur $e=12\text{ cm}$.

II.8. dimensionnement d'Acrotère

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse, cet élément est réalisé en béton armé, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, Il sert à l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments.

La terrasse est inaccessible.

La hauteur de l'acrotère $h=60\text{cm}$ et l'épaisseur $e=10\text{cm}$

II.9.Conclusion :

Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments structuraux a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure, tout en satisfaisant les règles de RPA et les différents critères. Le Chapitre suivant fera l'objet d'étude des planchers de notre ouvrage.

Chapitre III:

***Evaluation et descente
des charges***

Evaluation et Descente des Charges

III.1. Evaluation des charges

1.1. Introduction

L'évaluation des charges est surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à La fondation. Les différentes charges et surcharges existantes sont :

- **Les charges permanentes (G) :** Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fournit des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Réglementaire (D.T.R) des charges permanentes et charges d'exploitations.
- **Les charges d'exploitation (Q):** Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer Systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le Document Technique Réglementaire D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

1.2. Les Plancher :

a. Plancher terrasse :

La terrasse est à une zone accessible et une zone inaccessible et réalisée en plancher a corps Creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation Des eaux pluviales.

Constituants	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kg/m ³)	Charge permanente (kg/m ²)
Gravillon de protection	5	1700	85
Etanchéité multicouche	5	600	30
Liège	4	400	16
Par vapeur+bitume	2	900	18
Forme de pente	8	2200	176
Plancher à corps creux	(16+4)	-	280
Enduit de plâtre	2	1200	24
			G=629 kg/m ² .
			Q=100kg/m ² .

Tableau III.1 : évaluation des charges permanentes du plancher terrasse inaccessible en corps creux.

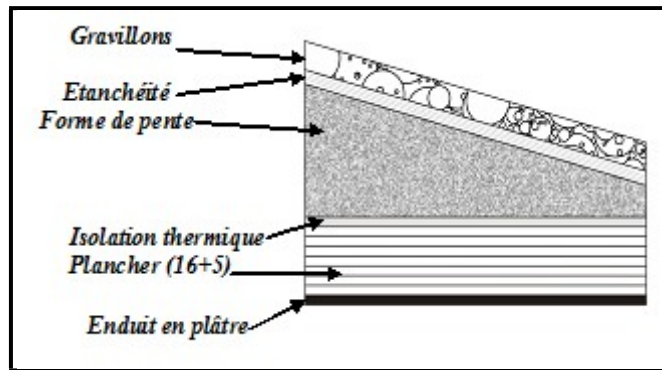


Figure III.1:Plancher type terrasse

b. Plancher étage courant à corps creux (16+4):

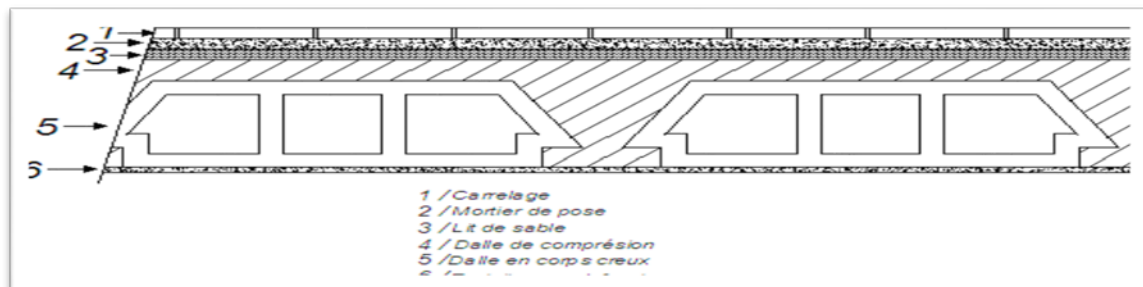


Figure III-2 : Plancher étages courants

Constituants	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kg/m ³)	Charge permanente (kg/m ²)
Carrelage	2	2000	40
Mortier de pose	2	2000	40
Sable	3	1800	54
Cloison	10	1000	100
Plancher à corps creux	(16+4)	/	280
Enduit de plate	2	1200	24
			G=538kg/m ² .
			Q=150kg/m ² .

Tableau III.2 : évaluation des charges permanentes du plancher étage courant a corps creux

c. Plancher de sou sol en dalle pleine(e=14cm) :

Constituants	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kg/m ³)	Charge permanente (kg/m ²)
Carrelage	2	2000	40
Mortier de pose	2	2000	40
Sable	2	1800	36
Dalle pleine en béton armée	14	2500	350
Enduit de plancher	2	1200	24
			G=490kg/m ² .
			Q=200kg/m ² .

Tableau III.3 : évaluation des charges permanentes du plancher de sous-sol en dalle pleine

1.3. Les Murs :

A. Mur de façade longitudinale :

- RDC 9^{ème} et 10^{ème} étage :

H = (hauteur de RDC- retombée de la poutre)=3.74-0.35=3.39m.

ρ : poids volumique.

ep : l'épaisseur.

Les murs extérieurs : Cloison double

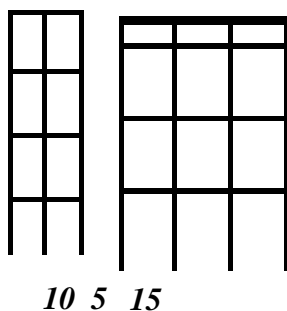


Figure III-4 : Remplissage extérieur

Constituants	Epaisseur (cm)	$\rho(\text{kg/m}^3)$	Charge permanente	Kg/ml
Bloc creux	(15+10)	1400	$0.25*1400*3.39$	1186.5
Enduit de ciment	2	2000	$0.02*2000*3.39$	135.6
Enduit de plâtre	2	1200	$0.02*1200*3.39$	81.36
				G=14039.46kg/ml.

Tableau III.4 : évaluation des charges permanentes du mur de façade longitudinale

RDC 9^{ème} et 10^{ème} étage :

- Etage courant 1^{ème} au 8^{ème} étage :

$$H=3.06-0.35=2.71\text{m.}$$

Constituants	Epaisseur (cm)	$\rho(\text{kg/m}^3)$	Charge permanente	Kg/ml
Bloc creux	(15+10)	1400	$0.25*1400*2.71$	948.5
Enduit de ciment	2	2000	$0.02*2000*2.71$	108.4
Enduit de plâtre	2	1200	$0.02*1200*2.71$	65.04
				G=1121.94kg/ml.

Tableau III.5 : évaluation des charges permanentes du mur de façade longitudinale

Etage courant 1^{ème} au 8^{ème} étage :

B. Mur de façade transversale :

- RDC ; 9^{ème} et 10^{ème} étage :

$$H=3.74-0.40=3.34\text{m.}$$

Constituants	Epaisseur (cm)	ρ (kg/m ³)	Charge permanente	Kg/ml
*bloc creux	(15+10)	1400	0.25*1400*3.34	1169
*enduit de ciment	2	2000	0.02*2000*3.34	133.6
*enduit de plâtre	2	1200	0.02*1200*3.34	80.16
				G=1382.76kg/ml.

Tableau III.6 : évaluation des charges permanentes du mur de façade transversale

RDC 9 eme et 10 eme étage

- **Etage courant 1^{ème} au 8^{ème} étage :**

$H = 3.06 - 0.40 = 2.66m.$

ρ : poids volumique.

ep : l'épaisseur.

Constituants	Epaisseur (cm)	ρ (kg/m ³)	Charge permanente	Kg/ml
Bloc creux	(15+10)	1400	0.25*1400*2.66	931
Enduit de ciment	2	2000	0.02*2000*2.66	106.4
Enduit de plâtre	2	1200	0.02*1200*2.66	63.84
				G=1101.24kg/ml.

Tableau III.7 : évaluation des charges permanentes du mur de façade transversale

Etage courant 1^{ème} au 8^{ème} étage

1.4. Balcon

- **(dalle pleine e = 12cm) :**

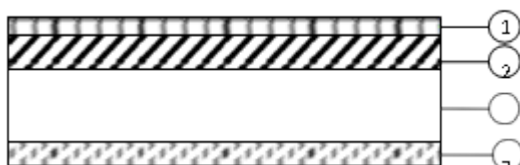


Figure -III-5 : LES BALCON

Constituants	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kg/m ³)	Charge permanente
Carrelage	2	2000	40
Mortier de pose	2	2000	40
Sable	3	1800	54
Dalle en béton armée	12	2500	300
Enduit de plancher	2	1200	24
			G=458kg/m ² .
			Q=350kg/m ² .

Tableau III.8 : évaluation des charges permanentes du balcons

- **Garde-corps (h=1.2m)**

Constituants	Epaisseur (cm)	ρ (kg/m ³)	Charge permanente	Kg/ml
Bloc creux	10	1400	0.25*1400*1.20	168
Enduit de ciment	2	2000	0.02*1200*1.20	48
Enduit de plâtre	2	1200	0.02*1200*1.20	28.80
				G=244.8kg/ml.

1.5. Les escaliers :

- **La paillasse:**

Escalier				
Chargement	1	Revêtement en carrelage (2cm)	0.44	KN/m ²
	2	Mortier de pose (2cm)	0.40	KN/m ²
	3	Poids propre de marche (17/2)	1.87	KN/m ²
	4	Poids de paillasse (e/cos α =0.16)	5.4	KN/m ²
	5	Enduit de ciment (2cm)	0.36	KN/m ²
	6	Garde-corps métallique	0.40	KN/m ²
Charge permanente totale			G=7.47	KN/m ²
Surcharge d'exploitation			Q=2.5	KN/m ²

Tableau -III-9 : Evaluation des charge d'Escalier

- **Palier de repos :**

Palier de repos				
Chargement	1	Carrelage (2cm)	0.44	KN/m ²
	2	Mortier de pose (2cm)	0.40	KN/m ²
	3	Poids propre de palier (15cm)	2.5	KN/m ²
	4	Enduit de ciment (2cm)	0.36	KN/m ²
Charge permanente totale			G=4.95	KN/m ²
Surcharge d'exploitation			Q=2.5	KN/m ²

Tableau -III-10: Evaluation des charge Palier de repos

1.6. L'acrotère

$$G=G1+G2$$

$$G1= \gamma_b * S * 1 \text{ ml} \quad \text{tel que}$$

γ_b : masse volumique de béton =2500 kg/cm³

S : surface de l'acrotère.

$$S= (0.6*0.15) + ((0.08+0.1)*0.1)+(0.02+0.1)/2 =0.099 \text{ m}^2.$$

$$G1=2500*0.099=247.5 \text{ kg/ml.}$$

$$Q= 100 \text{ kg/ml.}$$

1.7. Poteaux :

- **Les poteaux (30*60) cm² :**

$$G=0.3*0.6*2500*1 \text{ ml}=450 \text{ kg/ml.}$$

- **Les poteaux (30*50) cm² :**

$$G=0.3*0.5*2500*1 \text{ ml}=375 \text{ kg/ml.}$$

- **Les poteaux (30*30) cm² :**

$$G=0.3*0.3*2500*1 \text{ ml}=225 \text{ kg/ml.}$$

1.8. Poutres :

- **Poutre principale :**

$$G=0.3*0.40*2500*1 \text{ ml}=300 \text{ kg/ml.}$$

- **Poutre secondaire :**

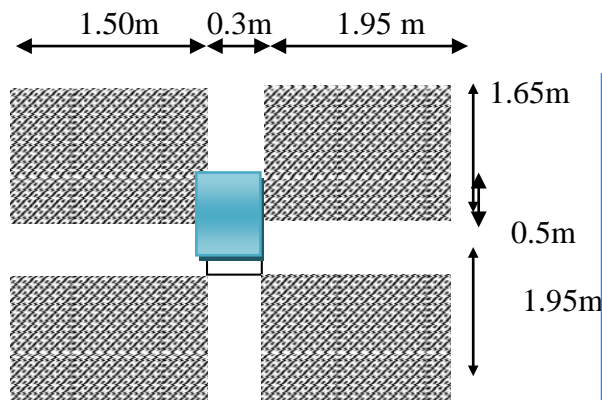
$$G=0.3*0.35*2500*1 \text{ ml}=262.5 \text{ kg/ml.}$$

III.2.DECENT DES CHARGES:

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les porteurs verticaux les plus proches.

Dans notre structure le poteau le plus sollicité est:



2.1. Poteau intermédiaire :

Sous G :

- **Niveau N1:**

Acrotère = 0.889t.

Arante balcon=1.236

Plancher terrasse: = 2.023t.

Poutre principale: =0.495t.

Poutre secondaire =0.510t.

N₁ = 5.153t.

- **Niveau N2:**

Venant de N1 = 5.153 t.

Poteau : =0.45t.

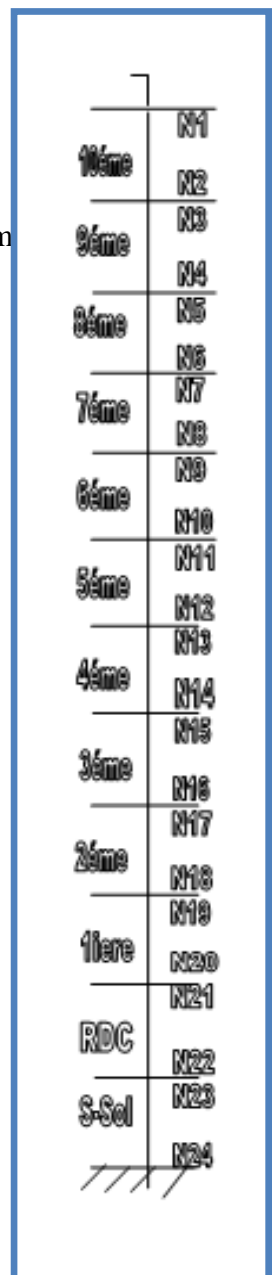
Mur long= 2.865t.

N₂ = 8.558t.

- **Niveau N3:**

Venant de N2 = 8.558 t.

Plancher terrasse= 7.812t.



Poutre principale= 1.08 t.

Poutre secondaire =0.903 t.

$$N_3=18.353t.$$

- Niveau N4:

Venant de N3 =18.353t

Poteau = 0.841t.

$$N_4=19.194t$$

- Niveau N5:

Venant de N4 = 19.194t.

Plancher étage courant =6197t.

P.p+P. s=1.893t

$$N_5= 19.194t$$

- Niveau N6:

Venant de N5 = 19.194 t.

Poteau: 0.841t.

$$N_6=28.215t.$$

- Niveau N7:

Venant de N6 = 28.215 t.

P.E.C+ P.P+P.S : 8.09t.

$$N_7= 36.305t.$$

- Niveau N8:

Venant de N7 = 36.305 t.

Poteau 3.06*0.45 = 1.377t

$$N_8= 37.682t.$$

- Niveau N9:

Venant de N8 = 37.682 t.

P.E.C +P.P+P.S : =8.09t

N9=45.772t.

- Niveau N10:

Venant de N9 = 45.772 t.

Poteau: = 1.377t

N10= 47.149t.

- Niveau N11:

Venant de N10 =47.149 t.

P.E.C +P.P+P.S : = 8.09t.

N11= 55.239t.

- Niveau N12:

Venant de N11 =55.239 t.

Poteau: =1.377t

N12= 56.616t

- Niveau N13:

Venant de N12 = 56.616 t.

P.E.C +P.P+P.S: 8.09t

N13= 64.706t

- Niveau N14:

Venant de N13 =64.706 t.

Poteau 1.377t.

N14= 66.083t.

- Niveau N15:

Venant de N14 = 66.083 t.

P.E.C +P.P+P.S=8.09t.

N15= 74.173t.

- Niveau N16:

Venant de N15 = 74.173 t.

Poteau: = 1.377t.

N16=75.55t.

- Niveau N17:

Venant de N16 = 75.55 t.

P.E.C +P.P+P.S = 8.09t.

N17= 83.64t.

- Niveau N18:

Venant de N17 = 83.64 t.

Poteau: = 1.377t.

N18= 85.017t.

- Niveau N19:

Venant de N18 =85.017 t.

P.E.C+ P.P+P.S =8.09t.

N19= 93.107t.

- Niveau N20:

Venant de N19 = 93.107 t.

Poteau = 1.377t.

N20=94.484 t.

- Niveau N21:

Venant de N20 = 94.489 t.

P.E.C+ P.P+P.S= 8.09t.

N21=102.57t.

- Niveau N22:

Venant de N21 = 102.574 t.

Poteau= 1.377t.

$$\boxed{N22= 103.951t}$$

- Niveau N23:

Venant de N22 = 103.951 t.

P.E.C+ P.P+P.S = 8.09t.

$$\boxed{N23= 112.041t}$$

- Niveau N24:

Venant de N23 = 112.041 t.

Poteau:0.45*3.74 =1.683t.

$$\boxed{N24=113.724t}$$

- Niveau N25:

Venant de N24 = 113.724 t.

Dalle pleine = 6.085t.

P.P+P.S 1.893t.

$$\boxed{N25=121.702t.}$$

- Niveau N26:

Venant de N25 = 121.702 t.

Poteau : =1.300t

$$\boxed{N26= 123.002t.}$$

Donc $\boxed{NG = 123.002t.}$

- **Sous Q :**

$Q1= 0.1 (2.1*1.8) = 0.378t.$

$Q2= (0.15*10.845)+0.15(2.1*1.8) =1.651t.$

$Q3=0.15*14.625= 2.1937t.$

$Q4=0.9*2.1937=1.974t.$

$Q5=0.8*2.1937= 1.754t.$

$$Q_6 = 0.7 * 2.1937 = 1.535t.$$

$$Q_7 = 0.6 * 2.1937 = 1.316t$$

$$Q_8 = Q_9 = Q_{10} = Q_{11} = Q_{12} = 0.5 * 2.1937 = 1.096t.$$

$$Q_{13} = 0.2(14.625) = 2.925t.$$

$$N_Q = 14.822t.$$

$$N_U = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35(123.002) + 1.5(14.822) = 188.286t.$$

$$N_S = G + Q = 123.002 + 14.822 = 137.824t.$$

2.2. Vérification de la stabilité de forme (flambement du poteau) :

- **Etage courant :**

Section de poteau (30*30) cm²,

Hauteur d'étage courant = 3.74 m.

Le poteau le plus chargé (E1) ; $N_U = 42.486t$.

$$I = (30 * 30^3) / 12 = 67500 \text{ cm}^4.$$

$$\text{Section } B = 30 * 30 = 900 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{(67500/900)} = 8.66 \text{ cm.}$$

$$\text{L'élanement du poteau : } \lambda = L_f / i ;$$

$$L_f = 0.7 * L_0 = 0.7(374 - 40) = 0.7 * 334 = 233.8 \text{ cm.}$$

$$\lambda = L_f / i = (233.8 / 11.547) = 26.997 < \lambda_{\text{lim}} = 50$$

donc :

$$\alpha = 0.85 / (1 + (0.2(\lambda / 35))^3) = 0.85 / (1 + (0.2(26.99/35))^3) = 0.778.$$

$$B_r = (30 - 2)(30 - 2) = 784 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max(0.2\% b * h ; 4\% * P \text{ (périmètre)})$$

$$0.2\% b * h = 0.002 * 30 * 30 = 1.8 \text{ cm}^2.$$

$$4\% * 2(b + h) = 0.04 * 2(30 + 30) = 4.8 \text{ cm}^2.$$

$$A = 4.8 \text{ cm}^2.$$

$$N_U \leq \alpha (B_r (f_c / \gamma_b) + A (f_e / \gamma_s)) ;$$

à L' E .L .U : $\gamma_b=1.35$; $\gamma_s=1.15$

$$NU \leq 0.778((784(250/1.35)+(4.8(4000/1.15))=125943.291\text{kg}.$$

$$NU=42.486\text{t} < 125.943 \text{ t}.$$

Donc la stabilité de forme de poteaux est vérifiée pour une section de (30*30).

- **RDC :**

section de poteau (30*60) cm², Hauteur RDC=3.74m

Le poteau le plus chargé (E1) ; NU= 226.471t.

$$I=30*60^3/12=540000 \text{ cm}^4.$$

$$B=30*60=1800\text{cm}^2.$$

$$\text{On a ; } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{54000/1800}=17.320\text{cm}.$$

$$\lambda = L_f/i \text{ tel que } L_f=0.7* L_0$$

$$L_f=0.7 (374-40)=334*0.7=233.8\text{cm}$$

$$\lambda = 233.8/17.320=13.498 < \lambda_{\text{lim}} =50$$

$$\alpha = 0.85/ (1+(0.2 (\lambda /35)^3)) = 0.85/(1+(0.2(13.498/35)^3))=0.840.$$

$$B_r = (30-2)(60-2)=1624\text{cm}^2.$$

$$A = \max (0.2\% b*h ; 4\% * P (\text{périmètre})).$$

$$0.2\% b*h=0.002*30*60=3.6 \text{ cm}^2.$$

$$4\% *2(b+h)=0.04*2(30+60)=7.2\text{cm}^2.$$

$$A=7.2\text{cm}^2.$$

$$NU \leq \alpha((B_r (f_c/28/ \gamma_b) +(A (f_e/ \gamma_s))).$$

$$NU \leq 0.840((1624(250/1.35)+(7.28(4000/1.15))=273658.737\text{kg}.$$

$$NU= 226.471\text{t} < 273.658\text{t}.$$

Donc la stabilité de forme de poteau vérifiée pour une section de (30*60).

Chapitre IV:

Etude Des Planchers

Etude des planchers

IV.1 Introduction

Les planchers en B.A sont des aires surface généralement horizontaux distingue a limité des niveaux et supporte les revêtements des sols et les charge appliquée (charge permanente et d'exploitation)

Les rôles des planchers se subdivisent :

- Résistance : supportée les charges et les sur charges.
- Isolation : thermique et phonique.
- Protection des personnes contre les risques d'incendie.

IV.2 Classification des planchers

Les planchers rencontrés se classent en quatre grandes catégories :

- Plancher avec dalle, poutres secondaires (poutrelles) et poutres principales.
- Plancher à poutrelles parallèles rapprochées.
- Plancher à «hourdis creux» (corps creux).
- Plancher champignon et plancher dalles.

IV.3 Justification du choix de type de plancher « corps creux » :

Dans notre structure, on utilise un plancher en corps creux pour la terrasse et les étages les raisons de choix sont :

- Il présente l'avantage d'être léger et très économique.
- Absence de charges concentrées importantes.
- Bonne isolation thermique et acoustique.
- Exécution simple.

Ce type de plancher se compose de :

- un hourdis, portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.
- Des poutrelles transmettant aux poutres principales, les charges venant du hourdis.
- Les poutrelles principales reçoivent les poutres et reposent sur des murs en maçonnerie ou sur des paliers.

On choisit pour le RDC un plancher en **dalle pleine (e=14cm)** pour but éducatif.

IV.4 Méthodes de calcul

On a deux méthodes de calcul :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode Caquot.

1. Méthode forfaitaire :

Cette méthode est applicable pour les poutres, poutrelles et dalles

Portantes dans un seul sens appartenant à un plancher et quand les

Conditions sont remplies.

- $Q_b \leq \max (2G, 500 \text{ N/m}^2)$.
- Les inerties des différentes travées sont les mêmes.
- Le rapport de deux travées successives et compris entre **0.8** et **1.25**.
- Fissuration **peu préjudiciable**.

Pour notre plancher corps creux la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

2. La méthode Caquot (3moments) :

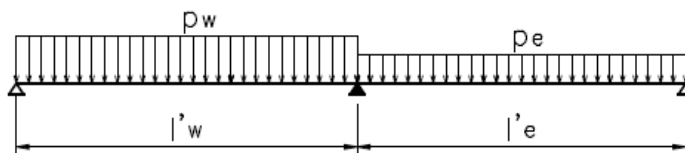
➤ **Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :**

Consiste à déterminer les moments sur appuis par la formule suivante :

$$M_i = \frac{P_w L'_w{}^3 + P_e L'_e{}^3}{8,5 (L'_w + L'_e)}$$

- $l' = l$ pour une travée de rives.
- $l' = 0,8l$ pour une travée intermédiaire.
- l représente la portée de la travée libre avec :

$$M = 0,2 M_0 ; M_0 = ql^2/8$$



(q=p dans le dessin)

Et le moment en travée calcule par :

$$\text{Charge uniforme : } M(x) = \mu(x) + M_w (1-x/l) + M_e(x/l)$$

Avec :

$$\mu = (ql/2) x - qx^2/2 = qx/2(1-x)$$

$$M(x) = (ql/2) x - qx^2/2 + M_w + (M_e - M_w) * x/l$$

Par lecture des plans de coffrage on remarque 3 types de poutrelles

Pour chaque étage :

- poutrelle sur 5 travées.
- poutrelle sur 2 travées.
- poutrelle sur 1 travée.

IV.5.calcul des poutrelles

a. Plancher étage courant :

➤ Méthode de calcul :

Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- $Q=150\text{kg/cm}^2 \leq \max (2*0.538=1.076 ; 500\text{kg}) \rightarrow (1) \text{ vérifiée.}$
- section constant ; inertie constante pour toutes les travées $\rightarrow (2) \text{ vérifiée.}$
- fissuration peu préjudiciable. $\rightarrow (3) \text{ vérifiée.}$
- le rapport de 2travées successives est compris entre 0.8 et 1.25 $\rightarrow (4)$

$3.6/3.3=1.09 ;$

$3.3/3.3 =1 ;$

$3.3/4.2 =0.785 ;$

$4.2/3.3 =1.27.$

La condition (4) n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot.

Pour le calcul de ce plancher corps creux (16+4), on a utilisé la méthode de Caquot.

Et pour cela, on a travaillé sur 03 types de poutrelles :

1. Type 1:

Schéma statique :



Détermination des moments :

• Moments en appuis :

$$M_a = \frac{-0.2 P_u l^2}{8} \quad (\text{appui de rive})$$

$P_u = 0.65 (1.35 (0.538) + 1.5 (0.15)) = 0.476\text{t/ml.}$

$$Ma1 = -(0.2 \times 0.476 \times (3.6)^2) / 8 = -0.154 \text{ t.m}$$

$$Ma2 = \frac{-(Pu lw^3 + Pu le^3)}{8.5(lw + le)} \text{ (appui intermédiaire)}$$

$$Lw = 3.6 \text{ m}, \quad le = 0.8 \times 3.30 = 2.64 \text{ m.}$$

$$Ma2 = -\{0.476(3.6^3 + 2.64^3)\} / 8.5(3.6 + 2.64) = -0.583 \text{ t.m}$$

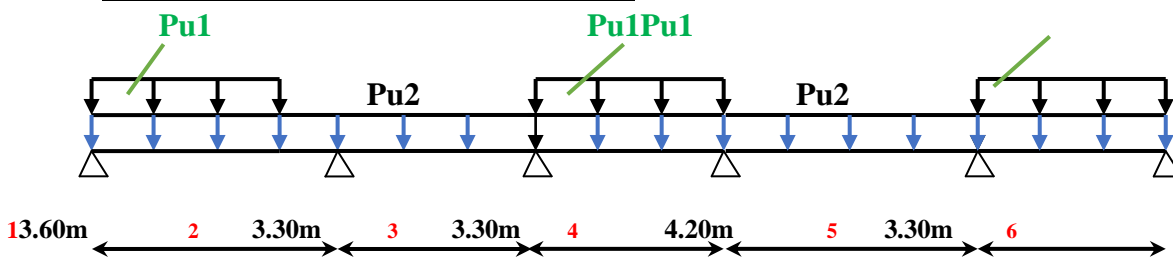
$$Ma3 = \frac{-(Pu lw^3 + Pu le^3)}{8.5(lw + le)} \quad lw = 3.48 \text{ m}, \quad le = 0.8 \times 3.8 = 3.04 \text{ m.}$$

$$Ma3 = -\{0.476(3.3^3 + 2.64^3)\} / (8.5(3.3 + 2.64)) = -0.512 \text{ t.m}$$

$$Ma4 = -\{0.476(3.3^3 + 3.36^3)\} / (8.5(3.3 + 3.36)) = -0.621 \text{ t.m}$$

$$Ma5 = -(0.2 \times 0.476 \times (3.3)^2) / 8 = -0.129 \text{ t.m}$$

• Moment en travée : (charge impaires)



Travée (1- 2) :

$$Pu1 = (1.35G + 1.5Q) 0.65 = (1.35 \times 0.538 + 1.5 \times 0.15) 0.65 = 0.618 \text{ t/ml.}$$

$$Pu2 = 1.35G \times 0.65 = 1.35 \times 0.538 \times 0.65 = 0.472 \text{ t/ml.}$$

$$Mw = Ma1 = 0$$

$$Me = \frac{Pu1 lw^3 + Pu2 (0.8le)^3}{8.5(lw + 0.8le)} = -\{(0.618 \times 3.6^3) + (0.618 \times 2.64^3)\} / 8.5(3.6 + 2.64) = -0.605 \text{ t.m.}$$

$$M(x) = Pu1 (lw/2) x - Pu1 (x^2/2) + Mw + \left(\frac{Me - Mw}{l}\right) x$$

$$M(x) = 0.618 (3.6/2) x - 0.618 (x^2/2) + 0 + (0.605/3.6) x$$

$$M(x) = -0.309x^2 + 1.28x \quad \Rightarrow x=0 \dots T = 1.28 \text{ t}$$

$$\Rightarrow x=3.6 \dots T = -0.944 \text{ t}$$

$$T(x) = dM/dx = -0.618x + 1.280$$

$$M_{\max} = M(x) \text{ tel que } T(x) = 0$$

$$M_{\max} = -0.618x + 1.280 = 0 \Rightarrow x = 1.280 / 0.618 = 2.07 \text{ m}$$

$$M(2.07) = -0.309(2.07)^2 + 1.28(2.07) = 1.31 \text{ t.m}$$

Travée (2-3) :

$$M_w = Ma_2 = -0.583 \text{ t.m}$$

$$M_e = -\{ (0.472 \times 3.3^3) + (0.618 \times 2.64^3) \} / 8.5(2.64 + 2.64) = -0.446 \text{ t.m}$$

$$M(x) = 0.472(3.3/2)x - 0.472(x^2/2) - 0.583 + \{ (-0.446 + 0.583) / 3.6 \} x$$

$$M(x) = -0.236x^2 + 1.05x + 0.583$$

$$T(x) = dM/dx = -0.472x + 1.05 \quad \Rightarrow x=0 \dots T = 1.05 \text{ t}$$

$$\Rightarrow x=3.3 \dots T = -0.507 \text{ t}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.05 / 0.472 = 2.22 \text{ m}$$

$$M(2.22) = -0.236(2.22)^2 + 1.02(2.22) - 0.684 = 0.585 \text{ t.m}$$

Travée (3-4) :

$$M_w = Ma_3 = -0.512 \text{ t.m}$$

$$M_a_4 = M_e = -\{ (0.618 \times 3.3^3) + (0.472 \times 3.36^3) \} / 8.5(3.3 + 4.20) = -0.589 \text{ t.m}$$

$$M(x) = 0.618(3.3/2)x - 0.618(x^2/2) - 0.672 + \{ (-0.589 + 0.512) / 3.3 \} x = -0.309x^2 + 1.01x - 0.518$$

$$T(x) = dM/dx = -0.618x + 1.01 \quad \Rightarrow x=0 \dots T = 1.01 \text{ t}$$

$$\Rightarrow x=3.3 \dots T = -2.03 \text{ t}$$

$$M_{\max} = M(x) \text{ tel que } T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.618 \text{ m.}$$

$$M(1.618) = -0.309(1.618)^2 + 1.01(1.618) - 0.518 = 0.298 \text{ t.m}$$

Travée (4-5) :

$$M_e = M_{a4} = -0.621 \text{ t.m}$$

$$M_{a5} = M_e = -\{(0.472 \times 3.36^3) + (0.618 \times 2.64^3)\} / 8.5(3.36 + 2.64) = -0.711 \text{ t.m}$$

$$M(x) = 0.472(4.20/2)x - 0.472(x^2/2) - 0.621 + \{(-0.711 + 0.621)/4.2\} x$$

$$M(x) = -0.236x^2 + 0.659x - 0.621$$

$$T(x) = dM/dx = -0.472x + 0.659 \quad \Rightarrow x=0 \dots \quad T = 0.959 \text{ t}$$

$$\Rightarrow x=4.2 \dots \quad T = -1.39 \text{ t}$$

$$M_{t_{max}} = M_t(x) \text{ tel que } T(x) = 0$$

$$M_{t_{max}} = -0.472x + 0.659 = 0 \quad \Rightarrow x = 1.39 \text{ m}$$

$$M_{t_{max}} = 0.750 \text{ t.m.}$$

Travée ((5-6) :

$$M_w = M_{a5} = 0$$

$$M_e = M_{a6} = \frac{P_{u1} l_w^3 + P_{u2} (0.8l_e)^3}{8.5(l_w + 0.8l_e)} = -\{(0.618 \times 3.36^3) + (0.472 \times 2.64^3)\} / 8.5(3.36 + 2.64)$$

$$= 0.629 \text{ t.m.}$$

$$M(x) = P_{u1} (l_w/2) x - P_{u1} (x^2/2) + M_w + \left(\frac{M_e - M_w}{l}\right) x$$

$$M(x) = 0.618 (3.3/2) x - 0.618(x^2/2) + 0 + (-0.629/3.3) x$$

$$M(x) = -0.309x^2 + 0.829 \quad \Rightarrow x=0 \dots \quad T = 0.829 \text{ t}$$

$$\Rightarrow x=3.3 \dots \quad T = -1.21 \text{ t}$$

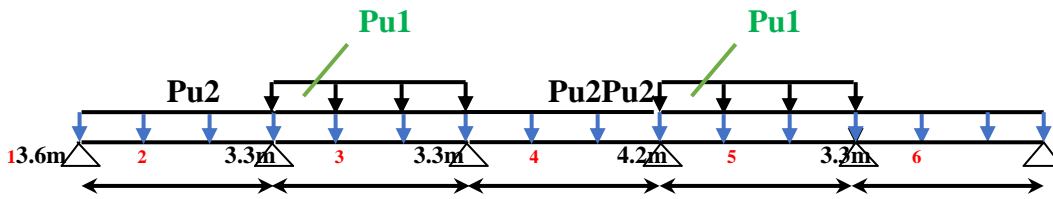
$$T(x) = dM/dx = -0.618x + 0.829$$

$$M_{t_{max}} = M_t(x) \text{ talque } T(x) = 0$$

$$M_{t_{max}} = -0.618x + 0.829 = 0 \Rightarrow x = 0.829/0.618 = 1.341 \text{ m}$$

$$M(1.34) = -0.309(1.34)^2 + 0.829(1.34) = 0.556 \text{ t.m}$$

- Moment en travée : (charge paires)



Travée (1-2) :

$M_w = M_{a1} = 0$

$M_e = \frac{P_{u1} l w^3 + P_{u2} (0.8l e)^3}{8.5(l w + 0.8l e)} = - \{ (0.472 \times 3.6^3) + (0.618 \times 2.64^3) \} / 8.5 (3.6 + 2.64) = -0.629 \text{t.m}$

$M(x) = 0.472(3.6/2)x - 0.472(x^2/2) + 0 + (-0.629/3.6) x$

$M(x) = -0.236x^2 + 0.675x$

$T(x) = dM/dx = -0.472x + 0.675 \Rightarrow x=0 \dots T = 0.675 \text{t}$

$\Rightarrow x=3.6 \dots T = -0.174 \text{t}$

$M_{tmax} = M_t(x) \text{ tel que } T(x) = 0$

$T(x) = 0 \Rightarrow x = 0.675 / 0.472 \Rightarrow x = 1.43 \text{m}$

$M(1.43) = -0.236(1.43)^2 + 0.675(1.43) = 0.483 \text{t.m}$

Travée (2-3) :

$M_w = M_{a2} = -0.583 \text{t.m}$

$M_e = - \{ (0.618 \times 2.64^3) + (0.472 \times 2.64^3) \} / 8.5(2.64 + 2.64) = -0.447 \text{t.m}$

$M(x) = 0.472(3.3/2)x - 0.472(x^2/2) - 0.583 + \{ (-0.447 + 0.583) / 3.3 \} x$

$M(x) = -0.236x^2 + 0.778x - 0.583$

$T(x) = dM/dx = -0.472x + 0.778 \Rightarrow x=0 \dots T = 0.778 \text{t}$

$\Rightarrow x=3.3 \dots T = -0.779 \text{t}$

$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.64 \text{m}$

$M(1.64) = -0.236(1.64)^2 + 0.778(1.64) - 0.583 = 0.059 \text{t.m}$

Travée (3-4) :

$$M_w = M_a3 = -0.512t.m$$

$$M_a4 = M_e = -0.629t.m$$

$$M(x) = 0.472(3.3/2)x - 0.472(x^2/2) - 0.512 + \{(-0.629 + 0.512)/3.3\} x$$

$$M(x) = -0.236x^2 + 0.743x - 0.512$$

$$T(x) = dM/dx = -0.236x + 0.743 \quad \Rightarrow x=0 \dots T = 0.743t$$

$$\Rightarrow x=3.3 \dots T = -0.814t$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x=1.57m.$$

$$M(1.57) = -0.236(1.57)^2 + 0.743(1.57) - 0.512 = \mathbf{0.072t.m}$$

Travée (4-5) :

$$M_e = M_a4 = -0.621t.m$$

$$M_a4 = M_e = -0.825t.m$$

$$M(x) = 0.472(4.2/2)x - 0.472(x^2/2) - 0.621 + \{(-0.825 + 0.621)/4.2\} x$$

$$-0.236x^2 + 0.943x - 0.621$$

$$T(x) = dM/dx = -0.472x + 0.943 \quad \Rightarrow x=0 \dots T = 0.943t$$

$$\Rightarrow x=4.2 \dots T = -1.04t$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x=2.00m$$

$$M(2.00) = -0.309(2)^2 + 0.943(2) - 0.621 = \mathbf{0.335t.m}$$

Travée (5-6) :

$$M_w = M_a5 = 0$$

$$M_e = M_a6 = -\{(0.472 \times 3.36^3) + (0.472 \times 2.64^3)\} / 8.5(3.36 + 2.64) = \mathbf{0.521t.m.}$$

$$M(x) = P_u l (lw/2)x - P_u l (x^2/2) + M_w + \left(\frac{M_e - M_w}{l}\right)x$$

$$M(x) = 0.472(3.3/2)x - 0.472(x^2/2) + 0 + (-0.521/3.3)x$$

$$M(x) = -0.472x + 0.778 \Rightarrow x = 0 \dots T = 0.778t$$

$$\Rightarrow x = 3.3 \dots T = -0.779t$$

$$T(x) = dM/dx$$

$$M_{t_{max}} = M(x) \text{ talque } T(x) = 0$$

$$M_{t_{max}} = -0.472x + 0.778 \Rightarrow x = 0.778/0.472 = 1.64m$$

$$M(1.64) = -0.236(1.64)^2 + 0.778(1.64) = 0.641t.m$$

2. Type 2:

Etat limite ultime :

Détermination des moments :

- Moments en appuis :

$$M_a = \frac{-0.2Pu l^2}{8} \quad (\text{appui de rive})$$

$$Pu = 0.65(1.35(0.7 \times 0.538) + 1.5(0.15)) = 0.476t/ml$$

$$M_{a1} = -0.2 \times 0.476 \times 3.6^2 / 8 = -0.154t.m$$

$$M_{a2} = \frac{-(Pu lw^3 + Pu le^3)}{8.5(lw + le)} \quad (\text{appui intermédiaire}) \quad lw = 0.8 \times 3.6 = 2.88m, \quad le = 0.8 \times 3.3 = 2.64m.$$

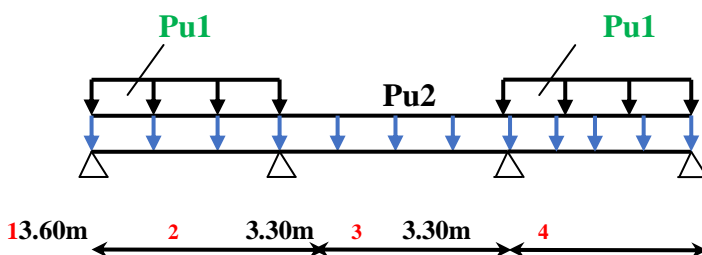
$$M_{a2} = -0.476(2.88^3 + 2.64^3) / 8.5(2.88 + 2.64) = -0.428t.m$$

$$M_{a3} = -0.476(2.64^3 + 2.64^3) / 8.5(2.64 + 2.64) = -0.284t.m$$

$$M_{a3} = -0.2 \times 0.476(3.3)^2 / 8 = -0.129t.m$$

- Moment en travée et efforts tranchants:

1^{ère} cas (impaire)



$$Pu1 = (1.35G + 1.5Q) 0.65 = (1.35 \times 0.538 + 1.5 \times 0.15) 0.65 = 0.618 \text{ t/ml.}$$

$$Pu2 = 1.35G * 0.65 = 1.35 * 0.538 * 0.65 = 0.472 \text{ t/ml.}$$

Travée (1-2) :

$$Mw = Ma1 = 0$$

$$Me = Ma2 = \frac{Pu1lw^3 + Pu2(0.8le)^3}{8.5(lw + 0.8le)}$$

$$= [-0.618((2.88)^3 + 0.472(2.64)^3) / 8.5(2.48 + 2.64)] = -0.129 \text{ t.m}$$

$$M(x) = Pu1(lw/2)x - Pu1(x^2/2) + Mw + (Me - Mw)/x$$

$$M(x) = 0.618(3.6/2)x - 0.618(x^2/2) + 0 - (0.129/3.6)x$$

$$M(x) = -0.309x^2 + 1.18x$$

$$T(x) = dMt/dx = -0.618x + 1.18 \quad \left. \begin{array}{l} x=0 \\ x=3.6 \end{array} \right\} \begin{array}{l} T=1.18 \text{ t.} \\ T=-1.045 \text{ t.} \end{array}$$

$$Mt_{max} = Mt(x) \text{ tel que } T(x) = 0$$

$$\Rightarrow x = 0.77 / 0.618 = 1.9 \text{ m.}$$

$$M(1.9) = -0.309(1.9)^2 + 1.18(1.9) = 1.124 \text{ t.m.}$$

Travée (2-3) :

$$Ma2 = MW = -0.428 \text{ t.m.}$$

$$Me = Ma3 = [-0.618((2.64)^3 + 0.472(2.64)^3) / 8.5(2.64 + 2.64)] = -0.477 \text{ t.m}$$

$$M(x) = 0.472(3.3/2)x - 0.477(x^2/2) - 0.578 + 0.428x/3.3.$$

$$M(x) = -0.236x^2 + 0.773x - 0.428$$

$$T(x) = dMt/dx = -0.472x + 0.773 \quad \left. \begin{array}{l} x=0 \\ x=3.3 \end{array} \right\} \begin{array}{l} T=0.773 \text{ t.} \\ T=-0.786 \text{ t.} \end{array}$$

$$Mt_{max} = Mt(x) \text{ tel que } T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.63$$

$$Mt_{max} = -0.236(1.63)^2 + 1.159 * (1.63) - 0.428 \quad M t \text{ max} = 0.209 \text{ t.m}$$

Travée (3-4) :

$M_e = M_a3 = -0.284t.m$

$M_w = M_a4 = 0$

$M(x) = P_s1 (lw/2)x - P_s1(x^2/2) + M_w + (M_e - M_w)/x$

$M(x) = -0.472(3.3/2)x - 0.472(x^2/2) + 0 - (0.284/3.3)x$

$M(x) = -0.236x^2 + 0.692x$

$T(x) = dM/dx = -0.236x + 0.692$ $\left. \begin{array}{l} T=0.933t. \\ \Rightarrow 0.472x + 0.692x = 3.1 \quad T = -1.106t. \end{array} \right\}$

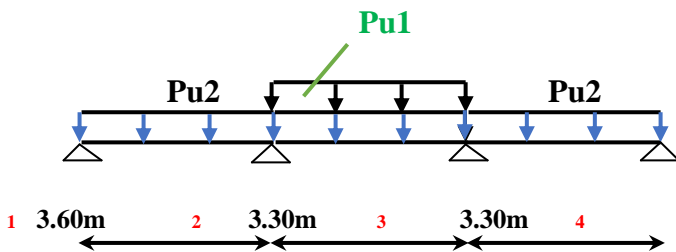
$M_{tmax} = M_t(x)$ tel que $T(x) = 0$

$\Rightarrow x = 0.692/0.472 = 1.46m.$

$M(1.46) = -0.472(1.46)^2 + 0.692(1.46) = 0.507t.m.$

• **Moment en travée et efforts tranchants :**

2ème Cas paire :



Travée (1-2) :

$M_w = M_a1 = 0$

$M_e = M_a2 = -(pu2 \times lw^3 + pu1le^3) / (8.5lw + le)$

$= [-0.472((2.88)^3 + 0.472(2.64)^3) / 8.5(2.88 + 2.64)] = -0.391t.m$

$M(x) = 0.472(3.1/2)x - 0.472(x^2/2) + 0 + -0.391/3.6 x$

$M(x) = -0.236x^2 + 0.725x$

$T(x) = dM/dx = -0.472x + 0.725$ $\left. \begin{array}{l} x=0 \quad T=0.725t. \\ x=3.3 \quad T=-0.974t. \end{array} \right\}$

$M_{tmax}=M_t(x)$ tel que $T(x)=0$

$T(x)=0 \Rightarrow x=0.725/0.472=1.53m$

$M(1.53)=-0.236(1.53)^2+0.512(1.53)= \mathbf{0.557t.m}$

Travée (2-3) :

$M_e = M_{a2} = -0.428t.m$

$M_w = M_{a3} = [-0.472((2.64)^3+0.472(2.64)^3)/8.5(2.64+2.64)] = \mathbf{-0.446 t.m}$

$M(x)=0.472(3.3/2)x-0.472(x^2/2)-0.428+[-0.446+0.428]x/3.3]$

$M(x)=-0.236x^2+0.773x-0.428$

$T(x)=dM_t/dx=-0.472x+0.773x=0$ $\left\{ \begin{array}{l} T=0.773 t. \\ x=3.3 \quad T=-0.784 t. \end{array} \right.$

$T(x)=0 \Rightarrow x=1.63m$

$M(1.63)=-0.236(1.63)^2+0.773(1.63)-0.428=\mathbf{0.205t.m}$

Travée (3-4) :

$M_e=M_{a3} = -0.284t.m$

$M_w=M_{a4} = 0$

$M(x) = P_s1(lw/2)x - P_s1(x^2/2) + M_w + (M_e - M_w)x/l$

$M(x) = -0.618(3.3/2)x - 0.447(x^2/2) + 0 - (0.284/3.3)x$

$M(x) = -0.309x^2 + 0.933x$

$T(x)=dM_t/dx = -0.618x + 0.933x=0$ $\left\{ \begin{array}{l} T=0.933t. \\ x=3.1 \quad T=-1.106t. \end{array} \right.$

$M_{tmax}=M_t(x)$ tel que $T(x)=0$

$\Rightarrow x = 0.556/0.447=1.50m.$

$M(1.50) = -0.618(1.50)^2 + 0.933(1.50) = \mathbf{0.510t.m.}$

3. Type 3 :

Etat limite ultime :

Détermination des moments :

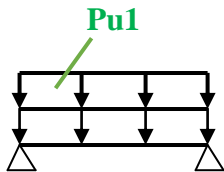
- Moments en appuis :

$$Ma = \frac{-0.2Pu l^2}{8} \quad (\text{appui de rive})$$

$$Pu = 0.65 (1.35 (0.7 \times 0.538) + 1.5 (0.15)) = 0.476 \text{t/ml}$$

$$Ma1 = -0.2 \times 0.476 \times 3.8^2 / 8 = -0.171 \text{t.m} \quad Ma2 = -0.171 \text{t.m}$$

- Moment en travée et efforts tranchants:



13.6m \longleftrightarrow

Travée (1-2) :

$$Mw = Ma1 = Me = Ma2 = 0.171 \text{t.m.}$$

$$M(x) = Pu1 (lw/2)x - Pu1(x^2/2) + Mw + (Me - Mw)x/l$$

$$M(x) = 0.618(3.6/2)x - 0.618(x^2/2) + 0 - (0.171/3.6)x$$

$$M(x) = -0.309x^2 + 1.17x$$

$$T(x) = dMt/dx = -0.618x + 1.17 \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0 \Rightarrow T=1.17 \text{ t} \\ x=3.6 \Rightarrow T=-1.05 \text{ t} \end{array} \right.$$

$$Mt_{max} = Mt(x) \quad \text{tel que } T(x) = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.17 / 0.618 = 1.9 \text{m.}$$

$$M(1.9) = -0.309 (1.9)^2 + 1.05(1.9) = 0.885 \text{t.m.}$$

Tableaux IV.1 :Résumé des moments dans les tableaux suivants :

Type 1 :

Moment en appui (t.m)					
	Ma1	Ma2	Ma3	Ma4	Ma5
L'E.L.U	-0,154	-0,583	-0,512	-0,621	-0,129
L'E.L.S	-0,112	-0,308	-0,337	-0,414	-0,090

Moment en travée (t.m) cas impaire					
	Mt (1-2)	Mt (2-3)	Mt (3-4)	Mt (4-5)	Mt (5-6)
L'E.L.U	1,140	0,585	0,298	0,750	0,556
L'E.L.S	0,816	0,375	0,105	0,460	0,343

Moment en travée (t.m) cas paire					
	Mt (1-2)	Mt (2-3)	Mt (3-4)	Mt (4-5)	Mt (5-6)
L'E.L.U	0,483	0,059	0,072	0,335	0,641
L'E.L.S	0,205	0,035	0,031	0,242	0,443

Type 2 :

Moment en appui (t.m)				
	Ma1	Ma2	Ma3	Ma4
L'E.L.U	-0,154	0,248	-0,284	-0,129
L'E.L.S	-0,082	-0,095	-0,111	-0,073

Moment en travée (t.m) cas impaire			
	Mt (1-2)	Mt (2-3)	Mt (3-4)
L'E.L.U	1,124	0,209	0,507
L'E.L.S	0,744	0,126	0,327

Moment en travée (t.m) cas paire			
	Mt (1-2)	Mt (2-3)	Mt (3-4)
L'E.L.U	0,557	0,205	0,510
L'E.L.S	0,376	0,130	0,357

Type 3 :

	Moment en appui (t.m)		Moment en travée (t.m)
	Ma1	Ma2	Mt(1,2)
L'E.L.U	-0,171	-0,171	0,885
L'E.L.S	0,469	0,469	0,339

Pour le plancher Etage :

	Mt (t.m)	Ma (t.m)	T (t)
L'E.L.U	1,310	0,621	2,03
	Mt (t.m)	Ma (t.m)	T (t)
L'E.L.S	0.744	0,414	1,08

➤ **Calcul de ferrailage À E.L.U :**

En travée :

Mu=1.14t.m

Mtabl=bh0fbc (d-h0/2)=65*4*142(17-4/2)=5.553t.m

Mu=1.31t.m <Mtabl=5.553t.m

L'axe neutre tombe dans la table de compression le calcul se ramène à une section rectangulaire (b*h)

$\mu = 0.042 < 0.392$

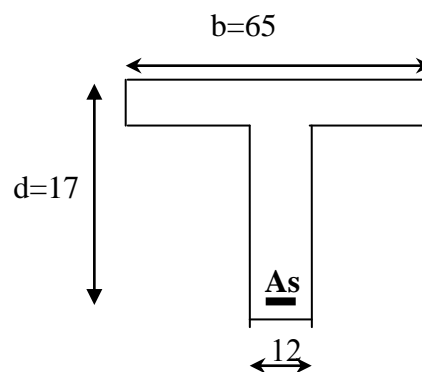
$\mu < 0.186 \Rightarrow \alpha = 0.054$ et $\beta = 0.978$

$A_s = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s} = 1.97 \text{cm}^2$

• **Condition de non fragilité :**

$A_{min} \geq 0.23bd (ft28/fe) = 0.23 * 65 = 1.33 \text{cm}^2$

$A = 1.97 \text{cm}^2 > A_{min}$ on adopte **2T12** => **As=2.26cm²**



En appui :

Mu=0.621t.m

La table est tendre => elle est négligée => section rectangulaire (bo*h).

$\mu = 0.124 < 0.392$

$\mu < 0.186 \Rightarrow A's=0 \Rightarrow \sigma_s=3480\text{kg/m}^2 \quad \alpha=0.166 \Rightarrow \beta=0.93$

$A_s = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s} = 1.10\text{cm}^2$

- **Condition de non fragilité :**

$A_{min} \geq 0.23bd \text{ (ft28/fe)} = 0.23 * 12 * 17(2.1/400) = 0.246\text{cm}^2$

$A_s = 1.10\text{cm}^2 > A_{min} = 0.246\text{cm}^2$ on adopte **2T12 => $A_s = 2.26\text{cm}^2$**

➤ **Calcul de ferrailage à L'E.L.S :**

En travée :

Mser =0.744t.m

- **Position de l'axe neutre :**

$bx^2/2 + 15(A's + A_s)x - 15(A'S + A_s d) = 0 \quad A's=0 ; A_s=2.26\text{cm}^2$

$\Rightarrow 65x^2 + 30A_s x - 30A_s d = 65x^2 + 30(2.26)x - 30(2.26)17 = 0$

$\Delta = 416945.76 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 645.71 \Rightarrow x = \frac{-92.4 + 645.71}{65 * 2} = 4.25\text{cm}$

- **Moment d'inertie :**

$I = \frac{bx^3}{3} + 15A_s (d-x)^2 = \frac{65(4.25)^3}{3} + 15(3.08) (17-4.25)^2 = 9166.3 \text{ cm}^4$

- **Vérification de σ_s :**

$\bar{\sigma}_s = \frac{15M_{ser} (d-x)}{I} = 173.75\text{kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_s = 1731.75\text{kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2020\text{kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{(c.v)}$

- Vérification de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * x}{I} = 38.48 \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 38.5 \text{kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{bc} = 150 \text{kg/cm}^2 \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

En appui :

Mser=0.414t.m

- Position de l'axe neutre :

$$12x^2 + 30(2.26)x - 30(2.26)(17) = 0$$

$$12x^2 + 67.8x - 1152.6 = 0$$

$$\Delta = 59921.64 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 244.78 \Rightarrow x = \frac{-67.8 + 244.78}{12 * 2} = 7.37 \text{cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{12(7.37)^3}{3} + 15(2.26)(17 - 7.37)^2 = 4745.04 \text{ cm}^4$$

- Vérification de σ_s :

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}(d-x)}{I} = 1428.6 \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1428.6 \text{kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2020 \text{kg/cm}^2 \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

- Vérification de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * x}{I} = 72.89 \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 72.89 \text{kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{bc} = 150 \text{kg/cm}^2 \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

Tu=2.03t

$$\tau_u = \frac{Tu}{bd} = 9.95 \text{kg/cm}^2 = 0.995 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2fc28}{\gamma b}; 5MPa \right\} = \min \{3.33MPa; 5MPa\} = 3.33MPa$$

$$\tau_u = 0.995MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa \dots\dots\dots (c.v)$$

• **Détermination des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; \Phi_l \min ; b_o/10) = (20/35 ; 12 ; 12/10) \Rightarrow \Phi_t \leq 0.57cm^2.$$

Donc on adopte **2Ø8** $\Rightarrow At=1.00cm^2 = \Phi_t$

• **Ecartement :**

$$St \leq \min (St1 ; St2)$$

- $St \leq \min (0.9d; 40cm) = \min (0.9*17; 40cm) = \min (15cm; 40cm)$

$\Rightarrow St1=15cm.$

- $St2 \leq \frac{At*fe}{b_o*0.4} = \frac{0.57*400}{12*0.4} = 47.5cm \Rightarrow St2= 47.5cm. \text{Donc } St=15cm.$

➤ **Vérification de l'effort tranchant au voisinage d'appui :**

$$Vu \leq 0.267*a*b_o*fc28$$

$$Vu \leq 0.267(0.9*17)12*250=12255.3kg.$$

$$Tu = 2.03t < Vu=12.25t$$

Donc les armatures ne sont pas nécessaires.

D'après BAEL 91 : la vérification de la flèche n'est pas Nécessaire si les 3 conditions suivantes sont vérifiées.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow 0.051 > 0.044 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo} \Rightarrow 0.051 > 0.052 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$

- $Fo = \frac{As}{bod} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow 0.015 > 0.0105 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$

Donc il est nécessaire de calculer la flèche.

➤ **Calcul de la flèche :**

$$Ft = FGv - FGi - FQ \leq Fadm = l/500$$

$$Fo = \frac{As}{bod} = 0.015 = 1.5*10^{-2}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{F_o \left(2 + \frac{3b_o}{b}\right)} = \frac{0.05 * 2.1}{F_o \left(2 + \frac{3 * 12}{65}\right)} = \mathbf{2.74 MPa}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 MPa$$

$$\lambda_v = 0.4 \lambda_i = 0.4 (2.74) = \mathbf{1.096}$$

$$E_v = E_i / 3 = 32164.2 / 3 = \mathbf{10721.4 MPa}$$

- **Calcul des contraintes :**

$$M_Q = M_{sQ} + (1.35 M_{ser} + M_u) / 0.15 \Rightarrow M_{sQ} = 0.13 t.m \dots\dots \textcircled{1}$$

$$M_G = M_{sG} = M_{ser} - M_Q \Rightarrow M_{sG} = 0.697 t.m \dots\dots\dots \textcircled{2}$$

$$\sigma_{sG} = \frac{15 M_{sG} (d-x)}{I} = \frac{15 * 0.697 * 10^5 (17-4.25)}{9166.3} = \mathbf{1454.25 kg/cm^2}$$

$$\sigma_{sQ} = \frac{15 M_{sQ} (d-x)}{I} = \frac{15 * 0.133 * 10^5 (17-4.25)}{9166.3} = \mathbf{277.49 kg/cm^2}$$

- **Calcul de μ :**

$$\mu_G = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 F_o \sigma_{sG} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 (2.1)}{(4 (1.5 * 10^{-2}) 1454.25 + 2.1)} = \mathbf{0.959}$$

$$\mu_Q = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 F_o \sigma_{sQ} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 (2.1)}{(4 (1.5 * 10^{-2}) 277.49 + 2.1)} = \mathbf{0.804}$$

- **Calcul d'inertie fictive :**

$$Y_o = \frac{\sum S_i * y_i}{\sum S_i} \quad I_b = \sum \left(\frac{b h^3}{12} + (b h) d^2 \right)$$

$$y_o = \frac{(65 * 4) \left(16 + \frac{4}{2}\right) + 12 * 16 \left(\frac{16}{2}\right)}{65 * 4 + 12 * 16} = \mathbf{13.75 cm}$$

$$I_b = \frac{12 (16)^3}{12} + 12 * 16 (13.75 - 8)^2 + \frac{65 (4)^3}{12} + 65 * 4 (18 - 13.75)^2 = \mathbf{15486.91 cm^4}$$

$$I_o = I_b + 15 A_t + (d - (h - y_o))^2 + 15 A_o (d - y_o)^2$$

$$I_o = 15486.91 + 15 (3.08) + (17 - (20 - 13.75))^2 + 15 (2.26) (17 - 13.75)^2 = \mathbf{15869.11 cm^4}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_o}{1 + \lambda_v * \mu_G} = \frac{1.1 (15869.11)}{1 + 1.096 * 0.959} = \mathbf{8510.71 cm^4}$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_o}{1 + \lambda_i * \mu_G} = \frac{1.1 (15869.11)}{1 + 2.74 * 0.959} = \mathbf{4811.92 cm^4}$$

$$I_{f_{Qi}} = \frac{1.1I_o}{1+\lambda_i*\mu_Q} = \frac{1.1(15869.11)}{1+2.74*0.804} = 5449.99\text{cm}^4.$$

• **Calcul de flèche :**

$$f_{Gv} = \frac{MGl^2}{10E_v I_{f_{Gv}}} = \frac{0.697*10^5 (435)^2}{10(10721.4*10)8510.71} = 1.44\text{cm}.$$

$$f_{Gi} = \frac{MGl^2}{10E_i I_{f_{Gi}}} = \frac{0.697*10^5 (435)^2}{10(32164.2*10)4811.92} = 0.852\text{cm}.$$

$$f_{Qi} = \frac{MQL^2}{10E_i I_{f_{Qi}}} = \frac{0.133*10^5 (435)^2}{10(32164.2*10)5449.99} = 0.14\text{cm}.$$

➤ **La flèche totale :**

$$F_t = F_{Gv} - F_{Gi} + F_{Qi} = 1.44 - 0.852 + 0.14 = 0.72\text{cm}.$$

$$F_{adm} = l/500 = 435/500 = 0.87 \text{ donc } F_t = 0.72\text{cm} < F_{adm} = 0.87\text{cm}$$

Donc La flèche est vérifiée.

b. Plancher Terrasse:

➤ **Méthode de calcul :**

Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- **Q=150kg/cm² ≤ max (2*0.538=1.076 ; 500kg) vérifiée.**
- section constant ; inertie constante pour toutes les travées **vérifiée.**
- fissuration préjudiciable **non vérifiée. (3)**
- le rapport de 2travées successives est compris entre 0.8 et 1.25 (4)

$$3.6/3.3=1.09 ; 3.3/3.3 = 1 ; 3.3/4.2 = 0.785 ; 4.2/3.3 = 1.27 ; 3.3/4.2=0.785 ; 4.2/3.3 = 1.27 ;$$

$$3.3/3=1 ; 3.3/3.5=0.942$$

$$3.3/3.3=1 ; 3.3/3.6=0.95 ;$$

Les conditions (3) et (4) ne sont pas vérifiées donc on applique la méthode de Caquot.

Et pour cela, on a travaillé sur 03 types de poutrelles :

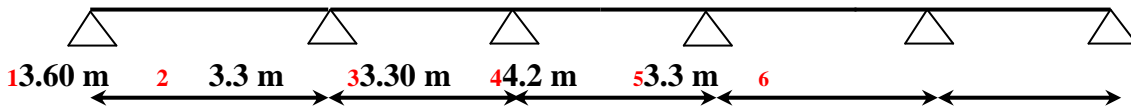
1^{er} type à quatre travées.

2^{ème} type à deux travées.

3^{ème} type à une travée.

1. TYPE 1 :

Schéma statique :



Etat limit ultime :

$$G=0.629t/m^2$$

$$Q=0.1t/m^2$$

Détermination des moments :

- Moments en appuis :

$$Ma = \frac{-0.2Pu l^2}{8}$$

$$Pu = 0.65(1.35(0.7*0.629) + 1.5(0.1)) = 0.484t/ml$$

$$Ma1 = -0.12t.m$$

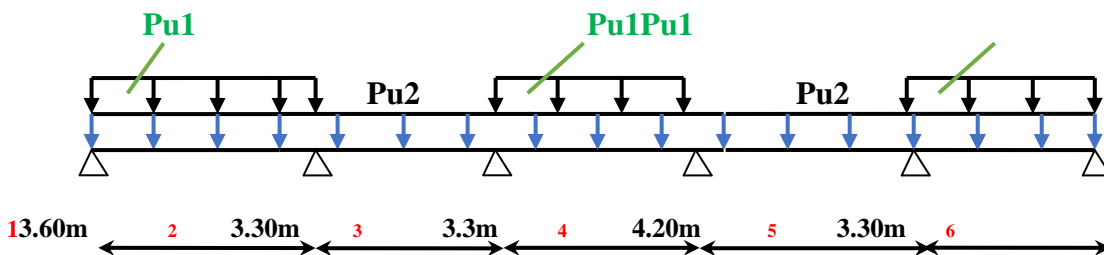
$$Ma2 = -0.763t.m$$

$$Ma3 = -0.738t.m$$

$$Ma4 = -0.717t.m$$

$$Ma5 = -0.135t.m$$

- Moment en travée : (charge impaires)



$$Pu1 = (1.35G + 1.5Q)0.65 = (1.35*0.629 + 1.5*0.1)0.65 = 0.649t/ml.$$

$$Pu2 = 1.35G*0.65 = 1.35*0.629*0.65 = 0.552t/ml.$$

Travée (1-2) :

$$M_w = M_{a1} = 0$$

$$M_e = \frac{P_{u1} l w^3 + P_{u2} (0.8 l e)^3}{8.5(l w + 0.8 l e)} = -0.503 t.m$$

$$M(x) = P_{u1} (l w / 2) x - P_{u1} (x^2 / 2) + M_w + \left(\frac{M_e - M_w}{l} \right) x$$

$$M(x) = 0.649(3.60/2)x - 0.649(x^2/2) + 0 - (0.503 / 3.6)x$$

$$M(x) = -0.324x^2 + 0.780x$$

$$T(x) = dM/dx = -0.649x + 0.780 \quad \left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad T = 0.780t \\ x = 3.6 \quad T = -1.55t \end{array} \right.$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.2m$$

$$M(1.2) = 0.469t.m$$

Travée (2-3) :

$$M_w = M_{a2} = -0.763t.m$$

$$M_e = -0.738t.m$$

$$M(x) = -0.276x^2 + 1.19x - 0.763$$

$$T(x) = -0.276x + 1.19 \quad \left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad T = 1.19t \\ x = 3.3 \quad T = -0.279t \end{array} \right.$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 2.15m$$

$$M(2.15) = 0.519t.m$$

Travée (3-4) :

$$M_w = M_{a3} = -0.738t.m$$

$$M_{a4} = M_e = -0.717t.m$$

$$M(x) = -0.324x^2 + 1.238x - 0.738$$

$$T(x) = -0.649x + 1.238 \quad \left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad T = 1.238t \\ x = 3.3 \quad T = -0.903t \end{array} \right.$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.9m$$

$$M(1.9) = 0.444t.m$$

Travée (4-5) :

$$M_e = M_{a4} = -0.717 \text{ t.m}$$

$$M_e = M_{a5} = 0$$

$$M(x) = -0.276x^2 + 1.138x - 0.717$$

$$T(x) = -0.552x + 1.138 \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0 \quad T=1.138 \text{ t.} \\ x=4.2 \quad T=-1.804 \text{ t.} \end{array} \right.$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x=2.06 \text{ m}$$

$$M_{t \max} = M(2.06) = 0.452 \text{ t.m}$$

Travée (5-6) :

$$M_e = M_{a4} = -0.135 \text{ t.m}$$

$$M_e = M_{a5} = 0$$

$$M(x) = -0.276x^2 + 0.783x - 0.135$$

$$T(x) = -0.515x + 0.783 \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0 \quad T=0.783 \text{ t.} \\ x=3.3 \quad T=-0.916 \text{ t.} \end{array} \right.$$

$$x=3.3 \quad T=-0.916 \text{ t.}$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x=1.52 \text{ m}$$

$$M_{t \max} = M(1.82) = 0.418 \text{ t m.}$$

Remarque :

De la même manière on calcule le 2eme Cas de la charge paire et TYPE2 et 3 Donc on fait une récapitulation qui nous donne les moments en Appui et en travée.

Tableaux IV .2 : Résumé des moments dans les tableaux suivants :

Type 1 :

Moment en appui (t.m)					
	Ma1	Ma2	Ma3	Ma4	Ma5
L'E.L.U	-0.12	-0.763	-0,738	-0,717	-0,135
L'E.L.S	-0,087	-0,45	-0,424	-0,438	-0,098

Moment en travée (t.m) cas impaire					
	Mt (1-2)	Mt (2-3)	Mt (3-4)	Mt (4-5)	Mt (5-6)
L'E.L.U	0.469	0,519	0,444	0,452	0,408
L'E.L.S	0,34	0,389	0,307	0,337	0,337

Moment en travée (t.m) cas paire					
	Mt (1-2)	Mt (2-3)	Mt (3-4)	Mt (4-5)	Mt (5-6)
L'E.L.U	0,346	0,722	0,254	0,566	0,418
L'E.L.S	0,260	0,525	0,358	0,408	0,318

Type 2:

Moment en appui (t.m)			
	Ma1	Ma2	Ma3
L'E.L.U	-0,12	-0,542	-0,223
L'E.L.S	-0,08	-0,4	-0,166

Moment en travée (t.m) cas impaire			
	Mt (1-2)	Mt (2-3)	Mt (3-4)
L'E.L.U	0,267	0,967	0,536
L'E.L.S	0,169	0,737	0,322
Moment en travée (t.m) cas paire			
	Mt (1-2)	Mt (2-3)	Mt (3-4)
L'E.L.U	0,38	1,15	0,75
L'E.L.S	0,280	0,876	0,35

Type 3:

	Moment en appui (t.m)		Moment en travée (t.m)
	Ma1	Ma2	Mt (1,2)
L'E.L.U	-0,174	-0,174	0,99
L'E.L.S	-0,469	-0,469	0,339

Pour le plancher Terrasse :

	Mt (t.m)	Ma (t.m)	T (t)
L'E.L.U	1,15	-0,738	1,55
L'E.L.S	0,876	-0,469	1,15

Tableau IV.3 : Calcul de ferrailage à E.L.U

	Travée	Appui
M	0,043	0,126
A	0,055	0,169
B	0,978	0,932
As (cm ²)	1,98	1,12
Amin (cm ²)	1,33	0,246
As (cm ²) adoptée	2T12 2,26	2T12 2,26

Figure IV .4 : Calcul de ferrailage à L'E.L.S :

	Travée	Appui
x (m)	4,25	7,37
I (cm ⁴)	9 166,30	4 745,04
δs (kg/cm ²)	1 827,72	1 369,90
δs (kg/cm ²)	2 020,00	2 020,00
δbc (kg/cm ²)	40,61	69,93
δbcadm (kg/cm ²)	150,00	150,00

➤ **Vérification de l'effort tranchante :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{1.55 \cdot 10^3}{12 \cdot 17} = 7.59 \text{ kg/cm}^2 = 0.749 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_c}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.759 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa (c.v)}$$

• **Détermination des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min (h/35; \Phi_l \text{ min}; b_o/10) = (20/35 ; 12 ; 12/10) \Rightarrow \Phi_t \leq 0.57 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte 2Ø6 => $A_t=0.57\text{cm}^2$.

• **Ecartement :**

$$St \leq \min (St1 ; St2)$$

- $St1 \leq \min (0.9d ; 40\text{cm}) = \min (0.9*17 ; 40\text{cm})$

$$= \min (15\text{cm}; 40\text{cm}) \Rightarrow \mathbf{St1=15\text{cm}}$$

- $St2 \leq \frac{At*fe}{bo*0.4} = \frac{0.57*400}{12*0.4} = 47.5\text{cm} \Rightarrow St2= 47.5\text{cm}$.

Donc $St=15\text{cm}$.

➤ **Vérification de la flèche :**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow 0.046 > 0.044$ **vérifiée**
- $\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo} \Rightarrow 0.046 > 0.05$ **non vérifiée**
- $Fo = \frac{As}{bod} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow 0.015 > 0.0105$ **non vérifiée**

Donc il est nécessaire de calculer la flèche.

• **Calcul de la flèche :**

$$F_t = F_{Gv} - F_{Gi} - F_Q \leq F_{adm} = l/500$$

$$Fo = \frac{As}{bod} = 0.015 = 1.5*10^{-2}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05ft28}{Fo(2+\frac{3bo}{b})} = \frac{0.05*2.1}{Fo(2+\frac{3*12}{65})} = 2.74\text{MPa}$$

$$E_i = 11000\sqrt[3]{25} = 32164.2\text{MPa}$$

$$\lambda_v = 0.4\lambda_i = 0.4(2.74) = 1.096$$

$$E_v = E_i/3 = 32164.2/3 = 10721.4\text{MPa}$$

$$\begin{cases} M_u = 1.15t.m \\ M_{ser} = 0.876t.m \end{cases}$$

• **Calcul des contraintes :**

$$M_sG = 0.593t.m$$

$$M_sQ = 0.283t.m$$

$$\bar{\sigma}_sG = \frac{15MsG(d-x)}{I} = \frac{15 \cdot 0.593 \cdot 10^5 (17-4.25)}{9166.3} = 2086.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_sQ = \frac{15MsQ(d-x)}{I} = \frac{15 \cdot 0.283 \cdot 10^5 (17-4.25)}{9166.3} = 590.46 \text{ kg/cm}^2$$

- **Calcul de μ :**

$$\mu_G = 1 - \frac{1.75ft28}{4Fo\bar{\sigma}_sG + ft28} = 1 - \frac{1.75(2.1)}{(4(1.5 \cdot 10^{-2})2086.44 + 2.1)} = 0.97$$

$$\mu_Q = 1 - \frac{1.75ft28}{4Fo\bar{\sigma}_sQ + ft28} = 1 - \frac{1.75(2.1)}{(4(1.5 \cdot 10^{-2})590.46 + 2.1)} = 0.9$$

➤ **Calcul d'inertie fictive :**

$$Y_o = \frac{\sum Si \cdot yi}{\sum Si} \quad I_b = \sum \left(\frac{bh^3}{12} + (bh)d^2 \right)$$

$$y_o = 13.75 \text{ cm.}$$

$$I_b = 15486.91 \text{ cm}^4$$

$$I_o = 15869.11 \text{ cm}^4$$

$$I_{Gv} = \frac{1.1I_o}{1 + \lambda v \cdot \mu_G} = \frac{1.1(15869.11)}{1 + 1.096 \cdot 0.97} = 8455.91 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Gi} = \frac{1.1I_o}{1 + \lambda i \cdot \mu_G} = \frac{1.1(15869.11)}{1 + 2.74 \cdot 0.97} = 4772.27 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Qi} = \frac{1.1I_o}{1 + \lambda i \cdot \mu_Q} = \frac{1.1(15869.11)}{1 + 2.74 \cdot 0.9} = 5036.35 \text{ cm}^4.$$

➤ **Calcul de flèche :**

$$f_{Gv} = \frac{MGL^2}{10EvI_{Gv}} = \frac{0.593 \cdot 10^5 (430)^2}{10(10721.4 \cdot 10)8455.91} = 1.2 \text{ cm.}$$

$$f_{Gi} = \frac{MGL^2}{10EiI_{Gi}} = \frac{0.593 \cdot 10^5 (430)^2}{10(32164.2 \cdot 10)4772.27} = 0.7 \text{ cm.}$$

$$f_{Qi} = \frac{MQL^2}{10EiI_{Qi}} = \frac{0.283 \cdot 10^5 (430)^2}{10(32164.2 \cdot 10)5036.35} = 0.323 \text{ cm.}$$

➤ **La flèche totale :**

$$F_t = F_{Gv} - F_{Gi} + F_Q = 1.2 - 0.7 + 0.323 = 0.82 \text{ cm.}$$

$$F_{adm} = 1/500 = 430/500 = 0.86 \text{ donc } F_t = 0.82 \text{ cm} < F_{adm} = 0.86 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

c. Ferrailage de la dalle de compression :

Suivant l'article **B68, 423** l'épaisseur de la dalle doit être Supérieure ou égale à 4cm.

La dalle doit être armée d'un quadrillage des barres ou des treillis

Soudés dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm pour les armatures \perp aux nervures.
- 33cm pour les armatures // aux nervures.
- Le rôle de ces armatures aux nervures est de limiter les risques des fissurations.
- La section des armatures \perp aux nervures est donnée par :

$A_{\perp} = 4l / f_e$: avec l : l'écartement entre les poutrelles on adopte les treillis soudés à fils lisse
 T.L.E400 $\Rightarrow f_e = 400 \text{ MPa}$ avec $\varnothing 6 \text{ mm}$.

$$A_{\perp} = (4 * 65) / 400 = 0.5 \text{ soit } 5T6 ; A_s = 0.63 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 + 0.63 / 2 = 0.315 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ soit } 5T6, A_s = 0.63 \text{ cm}^2 \text{ avec } e = 20$$

Donc on adopte un treillis soudé de diamètre 6 et maille de (20* 20) cm²

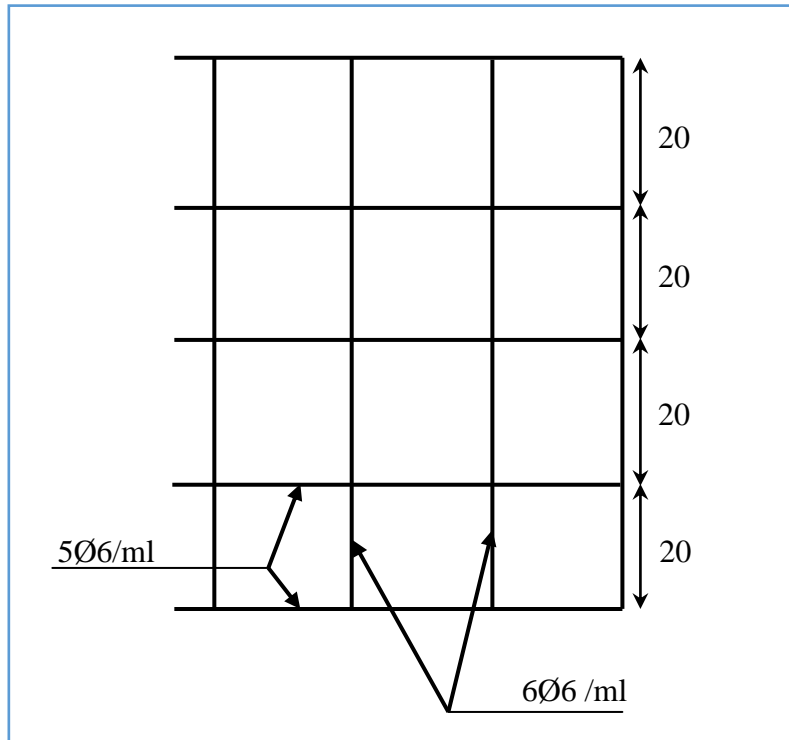


Figure IV.1 : Ferrailage de dalle de compression

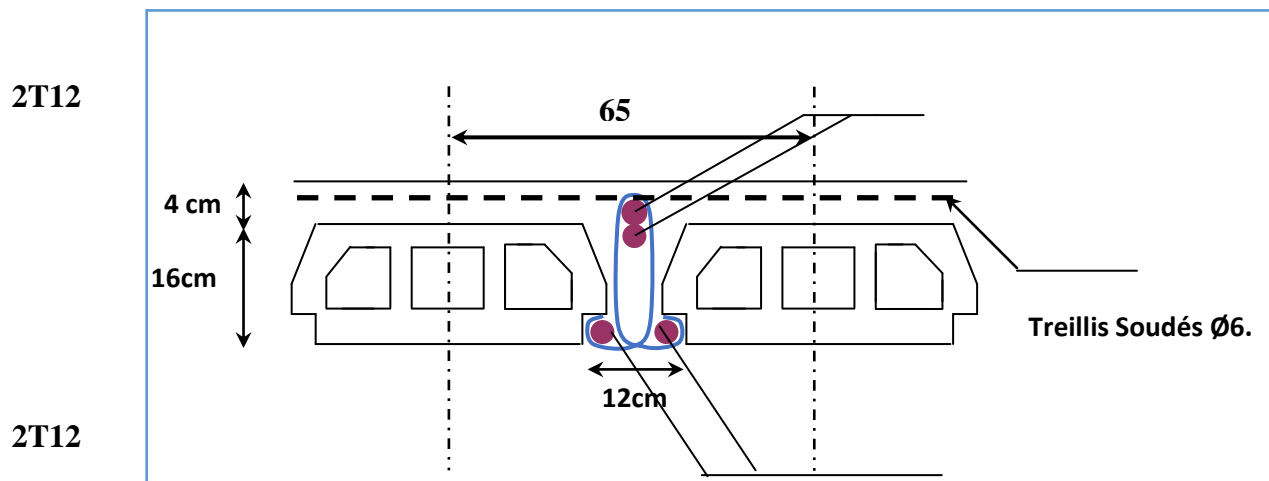


Figure IV.2 : Ferrailage de plancher terrasse et étage

d. Plancher de SOUS SOL (dalle pleine) :**➤ Méthode de calcul :**

On fait pour chaque panneau le calcul suivant :

$$\rho = L_x/L_y \text{ on remarque } \rho > 0.4$$

Toutes les dalles portant suivant deux directions.

Moment sens x :

$$M_{0x} = \mu_x * P (l_x)^2$$

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x} \text{ (pour travée de rive).}$$

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} \text{ (pour travée intermédiaire).}$$

$$M_{ax} = -0.3 M_{0x} \text{ (pour travée de rive).}$$

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} \text{ (pour travée intermédiaire).}$$

Moment sens y :

$$M_{0y} = \mu_y * M_{0x}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{0y} \text{ (pour travée de rive).}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} \text{ (pour travée intermédiaire).}$$

$$M_{ay} = -0.3 M_{0y} \text{ (pour travée de rive).}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} \text{ (pour travée intermédiaire).}$$

Les efforts tranchants :

$$q_x = \frac{ql_x}{2 + \rho}$$

$$q_y = -\frac{ql_x}{3}$$

➤ Ferrailage à L'E.L.U :**Sens x :****En travée :**

$$M_{tx} = 0.424 t.m$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = (0.424 * 10^5) / (100 * 12^2 * 142) = 0.020 < 0.392$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.025$$

$$\mu = 0.020 < 0.186 \Rightarrow A's = 0$$

$$\sigma_s = 3480 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98$$

$$A_s = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s} = (0.424 * 10^5) / (0.98 * 12 * 3480) = \mathbf{1.036 \text{ cm}^2}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0.23bd \frac{ft_{28}}{f_e} = 0.23 * 100 * 12 \frac{2.1}{400} = 1.44 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **5T12** $\Rightarrow A_s = \mathbf{5.65 \text{ cm}^2}$.

En appui :

$$Max = 0.249 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = (0.249 * 10^5) / (100 * 12^2 * 142) = 0.012 < 0.392$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.056$$

$$\mu = 0.012 < 0.186 \Rightarrow A's = 0$$

$$\sigma_s = 3480 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.577$$

$$A_s = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s} = (0.249 * 10^5) / (0.577 * 12 * 3480) = \mathbf{1.033 \text{ cm}^2}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0.23bd \frac{ft_{28}}{f_e} = 0.23 * 100 * 12 \frac{2.1}{400} = 1.449 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **5T10** $\Rightarrow A_s = \mathbf{3.93 \text{ cm}^2}$.

➤ **Calcul de ferrailage à L'E.L.S :**

Sens x :

En travée :

$M_{ser} = 0.306 \text{ t.m}$

- **Position de l'axe neutre :**

$b x^2/2 + 15 A_s x - 15 A_s d = 0 \quad A'_s = 0 ; A_s = 5.65 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow 100 x^2/2 + 15(5.65)x - 15(5.65)12 = 0$

$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 458.892 \Rightarrow x = 3.741 \text{ cm.}$

- **Moment d'inertie :**

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

$I = 7526.075 \text{ cm}^4.$

- **Vérification de σ_s :**

$\sigma_s = \frac{15 M_{ser} (d-x)}{I} = 503.699 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{(c.v)}$

- **Vérification de σ_{bc} :**

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * x}{I} = 15.210 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{(c.v)}$

En appui :

$M_{ser} = 0.191 \text{ t.m} \quad A'_s = 0 ; A_s = 3.93 \text{ cm}^2$

- **Position de l'axe neutre :**

$x = 3.217 \text{ cm}$

- **Moment d'inertie :**

$I = 5750.908 \text{ cm}^4$

- **Vérification de σ_s :**

$\sigma_s = \frac{15 M_{ser} (d-x)}{I} = 437.55 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_s = 437.55 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{ (c.v)}$$

Vérification de $\bar{\sigma}_{bc}$:

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{M_{ser} * x}{I} = 10.68 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{ (c.v)}$$

Sens-y :

En travée :

$$M_{ty} = 0.372 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{(0.372 * 10^5)}{(100 * 12^2 * 142)} = 0.018 < 0.392$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.227$$

$$\mu = 0.018 < 0.186 \Rightarrow A's = 0$$

$$\bar{\sigma}_s = 3480 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.509$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \bar{\sigma}_s} = \frac{(0.372 * 10^5)}{(0.507 * 12 * 3480)} = \mathbf{1.750 \text{ cm}^2}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 100 * 12 \frac{2.1}{400} = 1.449 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **5T10** $\Rightarrow A_s = \mathbf{3.93 \text{ cm}^2}$.

En appui :

$$M_{ay} = 0.248 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.248 * 10^5}{100 (12)^2 142} = 0.021 < 0.392$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.015$$

$$\mu = 0.021 < 0.186 \Rightarrow A's = 0$$

$$\bar{\sigma}_s = 3480 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.995$$

$$A_s = \frac{Mu}{\beta d \bar{\sigma}_s} = (0.248 \cdot 10^5) / (0.507 \cdot 12 \cdot 3480) = \mathbf{0.597 \text{ cm}^2}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 100 \cdot 12 \frac{2.1}{400} = 1.449 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **5T10** => **As = 3.93 cm²**.

➤ **Calcul de ferrailage à L'E.L.S :**

En travée :

$$M_{ser} = 0.268 \text{ t.m}; A_s = 3.93 \text{ cm}^2.$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$x = 3.217 \text{ cm}.$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = 5750.908 \text{ cm}^4.$$

- **Vérification de σ_s :**

$$\bar{\sigma}_s = \frac{15 M_{ser} (d - x)}{I} = 524 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots \text{ (c.v)}$$

- **Vérification de $\bar{\sigma}_{bc}$:**

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot x}{I} = 14.238 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{ (c.v)}$$

En appui :

$$M_{ser} = 0.191 \text{ t.m}; A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$x = 3.217 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = 5750.908 \text{ cm}^4$$

- Vérification de σ_s :

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}(d-x)}{I} = 437.55 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 437.55 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{ (c.v)}$$

- Vérification de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * x}{I} = 10.68 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{ (c.v)}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant au voisinage d'appui :**

$$V_u \leq 0.267 * a * b_o * f_c 28$$

$$V_u \leq 0.267(0.9 * 17)12 * 250 = 12255.3 \text{ kg.}$$

$$T_u = 4.35 \text{ t} < V_u = 12.25 \text{ t}$$

Donc les armatures ne sont pas nécessaires

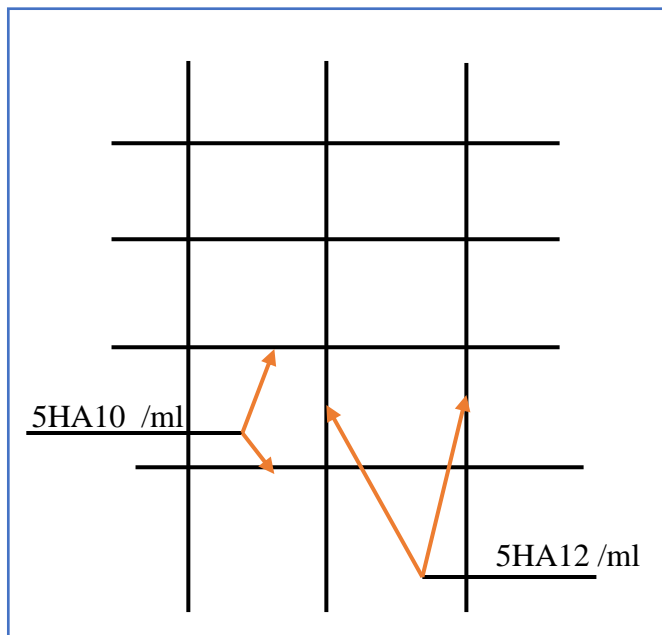
D'après BAEL 91 : la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les 3 conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow 14/390 = 0.03 < 0.044 \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o} \Rightarrow 14/390 = 0.030 \geq 0.424 / (15 * 4.49) = 0.006 \dots\dots\dots \text{ Vérifiée.}$$

$$\text{Avec } M_o = q_u \cdot l_x^2 / 8$$

$$\frac{A_s}{b_o d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 5.65 / 100 * 12 = 0.004 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$



FigureIV.3 : Ferrailage dalle pleine en travée

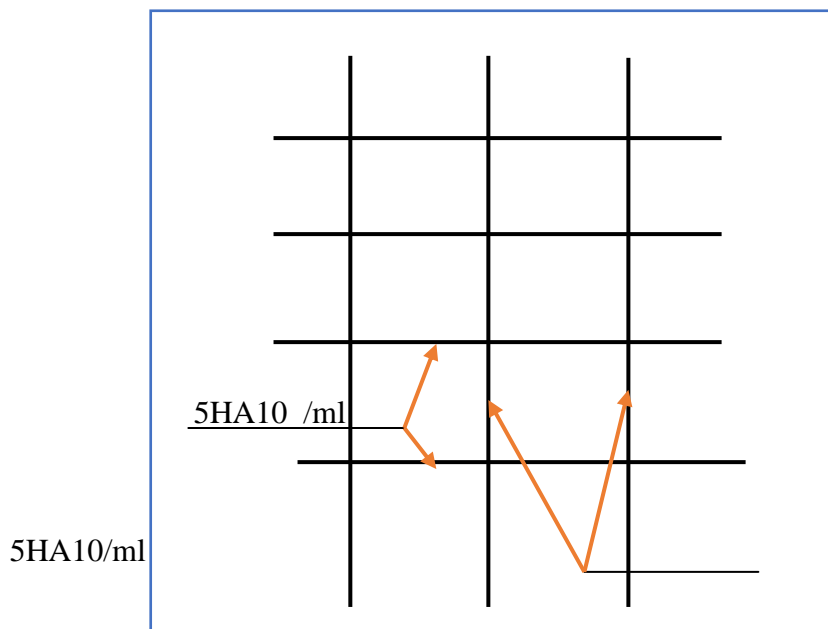


Figure IV.4: Ferrailage dalle pleine en appuis

Chapitre V:

**Etude des Elément
Secondaire**

Etude des éléments secondaires

V.1 Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement ; c'est des éléments en maçonnerie (**murs extérieurs, cloison...etc.**) ou autres (**Escaliers, balcon, acrotère...etc.**).

V.2 Etude de l'acrotère

2.1. Définition :

L'acrotère fait partie du système d'étanchéité de la construction, son rôle est d'assurer une sécurité totale au niveau de la terrasse.

Il s'agit d'un élément isostatique parfaitement encastré au niveau du plancher terrasse sollicité par un effort normal dû à son poids propre et par une charge horizontale due à la main courante.

L'acrotère sera donc calculé en flexion composée sur une bande de 1m

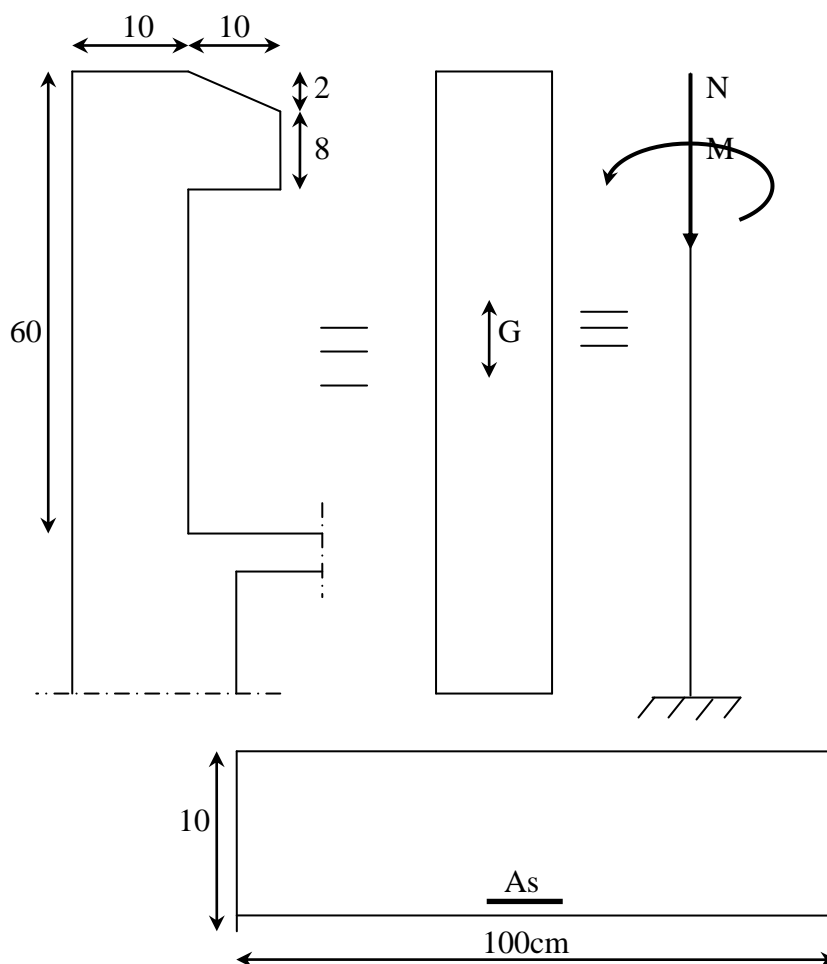


Figure V.1: Coupe d'un Acrotère

2.2 Poids de l'acrotère :

$G = 0.208 \text{ t / ml}$ Poids propre.

$Q = 0.100 \text{ t / ml}$ surcharge due à la main courante.

2.3. Calcul des sollicitations (M; N; T)

L'acrotère est un élément qui coiffe le bâtiment à sa partie supérieure.

La fessuration est considérée comme préjudiciable donc le calcul sera à l'E.L.U et l'E.L.S en flexion composée.

2.3.1. Calcul à l'E.L.U :

➤ L'effort normal :

Sous G :

$G = 0.208 \text{ t / ml}$

$N_u = 1.35G = 1.35 (0.208) = 0.280 \text{ t/ml}$.

➤ Moment :

Sous Q :

$M_Q = Q.h = 0.15 \times 0.6 = 0.09 \text{ t/ml}$.

➤ Effort tranchant :

$T = 1.5 T_Q = 1.5 \times 0.1 = 0.15 \text{ tf}$

➤ Calcul de l'excentricité :

$\left\{ \begin{array}{l} M_u = 0.09 \text{ t / ml} \\ N_u = 0.280 \text{ t / ml} \end{array} \right.$

$h = 10 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}$

$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.09}{0.280} = 0.325 \text{ m} = 32.05 \text{ cm};$

$e > \frac{10}{6} = 1.67 \text{ cm};$

Le centre de pression est à l'extérieur, donc la section est **partiellement comprimée** ; et le calcul se fait à la flexion simple avec **M1**.

2.4. Calcul de la section en flexion simple

Le calcul de la section partiellement comprimée en flexion simple sous **M1** ;

M1 : Moment par rapport au centre de gravité des armatures tendues ;

$M_1 = M_u + N_u (0.5h - c) = 0.098 \text{ t.m.}$

M1 = 9800 kg.cm.

2.5. calcul de ferrailage

$$\mu = \frac{M1}{bd^2 f_{bc}} = \frac{980}{100 \times (8)^2 \times 142} * 10 = 0.01078m$$

$$\mu = 0.01078 < \mu_R = 0.392 \longrightarrow A's = 0$$

$$\alpha = 0.0135$$

$$\beta = 0.99$$

$$A_s = A_s = \frac{M1}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{980}{0.997 \times (8) \times 3480} * 10 = 0.3539cm^2$$

$$A_{fc} = A_s - (N_u / \sigma_s) \quad : \text{effort de compression ;}$$

$$A_{fc} = 0.3539 - (280.8 / 3480) = 0.27cm^2 ;$$

On adopte :

$$\mathbf{5T8 \Rightarrow A_a = 2.50cm^2.}$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_a \geq 0, 23.b.d.ft / f_c = 0.27cm^2$$

$$A_a = 2.01cm^2 > 0.966 cm^2 \dots\dots\dots \mathbf{vérifiée}$$

Donc on adopte : $\mathbf{5T8 \Rightarrow A_s = 2.5cm^2}$

➤ Armature de répartition:

$$A_s = A_p / 4 = 0.5025cm^2.$$

On adopte :

$$\mathbf{4T8 \Rightarrow A_a = 2.01cm^2.}$$

2.6. Vérification a l'E.L.S

$$N_s = 208 \text{ kgf.}$$

$$M_s = 60 \text{ kgf.ml.}$$

$$h / 6 = 0,10 / 6 = 0,016 \text{ m}$$

$$e_o > h / 6$$

$$e_o > h / 2 - c$$

$$e_o = M_s / N_s = 0, 288 \text{ m} = 28.84 \text{ cm}$$

La section est partiellement comprimée.

➤ **Calcul des paramètres p et q :**

$$p = -3a^2 - 90 A'_s / b (a - c') + (90 A'_s / b) (d + a) \quad ; \quad A'_s = 0.$$

$$q = 2a^3 - (90 A'_s / b) (d + a)^2$$

Avec: $a = e_o - h / 2 = 24 - 15 / 2 = 16,5 \text{ cm}.$

$$p = -3(-23.8)^2 + (8 - (-23.84) / 100) (2.01 + 6,15) = -1633.95$$

$$q = 2(-23.84)^3 - (8 - (-23.84)^2 / 100) (2.01 + 90)^2 = 25284.55$$

➤ **Hauteur de la zone comprimée :**

Résolution de l'équation du 3^{ème} degré.

$$e_1^3 + p e_2 + q = 0 \quad \Rightarrow \quad e_1^3 + 736,569 e_2 + 6618,91 = 0.$$

$$\Delta = 4 p^3 + 27 q \quad \Rightarrow \quad \Delta = -2.4 * 10^7 < 0.$$

⇒ L'équation admet 3 racines réelles.

$$\cos \alpha = (3q / 2 p) (\sqrt{-3 / p}) = -0,981 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 169^\circ.$$

$$a = 2 (\sqrt{-p / 3}) = 46.879.$$

$$e_1 = a \cos (\alpha / 3) = 46.879 \cos (169^\circ / 3) = 25.98 \text{ cm}.$$

$$e_2 = a \cos (\alpha / 3 + 120^\circ) = -46.78 \text{ cm}.$$

$$e_3 = a \cos (\alpha / 3 + 240^\circ) = 20.79 \text{ cm}.$$

➤ **La profondeur de l'axe neutre:**

$$x = e_1 + h / 2 - e_o = 25.98 + 10 / 2 - 28.84 = 2.14 \text{ cm}$$

on a $0 < 2.14 < h = 10 \text{ cm}$ **(c.v)**

➤ **Le moment statique de la section homogène:**

$$M_s = b x^2 / 2 - 15 A_s (d - x) = 84.05 \text{ kgf.cm}$$

➤ **Le moment d'inertie de la section homogène:**

$$I = b x^3 / 3 + 15 A_s (d - x)^2 = 100(2.14)^3 / 3 + 15(2.01)(8 - 2.14)^2 = 1362.01 \text{ cm}^4.$$

Le coefficient angulaire de contrainte : K

$$K = N_{ser} * x / I = 0.208 * 25.98 * 10^3 = 3.96 \text{ kg/cm}^3.$$

2.7. Vérifications des contraintes:

$$\bar{\sigma}_{bc} = K^* x \leq 0,6 f_{c28}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 3.96 * 2.14 = 8.49 \text{ kgf / cm}^2 < 0.6 * 250 = 150 \text{ kgf / cm}^2 \quad \text{vérifiée.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = n * K (d - x) = 15 \times 3.96 (8 - 2.14) = 348.74 \text{ kgf/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_{st} < \bar{\sigma}_{st}^{\text{max}} \Rightarrow 348.74 \text{ kgf/cm}^2 < 2020 \text{ kgf / cm}^2. \quad \text{Vérifiée.}$$

2.8. Vérification de l'effort tranchant :**Selon BAEL :****➤ Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$T_u = 1,5 Q = 1,5 \times 100 = 150 \text{ kgf.}$$

$$\tau_u = T_u / b d = 1.5 * 100 / 8 * 100 = 0.1875 \text{ kgf / cm}^2.$$

$$\tau_u = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}) = \min (2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}).$$

$$\tau_u = 0.01875 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa.} \quad \text{Vérifié.}$$

2.9. Vérification de la contrainte de compression dans la bielle

$$T_u \leq 0,267 a b f_{c28}.$$

$$a = \min (\lambda, 0,9 d)$$

$$a = \min (\lambda, 0,9 \times 8) = 11,7 \text{ cm.}$$

$$T_u \leq 0,267 \times 11,7 \times 100 \times 250 = 73925 \text{ kgf.}$$

$$150 \text{ kgf} < 73925 \text{ kgf.} \quad \text{Vérifié}$$

• Vérification au voisinage de l'appui :

$$T_u - M_u / 0,9 d < 0$$

$$150 - 0.098 \times 10^5 / 0,9 \times 8 = - 8577.77 < 0 \quad \text{vérifié.}$$

On adopte un ancrage constructif.

2.10. Vérification au séisme

$$C_p = 0,8.$$

$$A = 0,15.$$

$$W_p = 0,247 \text{ t / ml.}$$

$$F_p = 4 A C_p W_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 0,208 = 0,099 \text{ t / ml.}$$

$$F_p = 0,099 \text{ t / ml} < 1.2 * p = 0.12 \text{ t/ml}$$

Donc l'acrotère vérifié sous l'action sismique.

Le même ferrailage dans les 2 faces de l'acrotère (l'action sismique réversible).

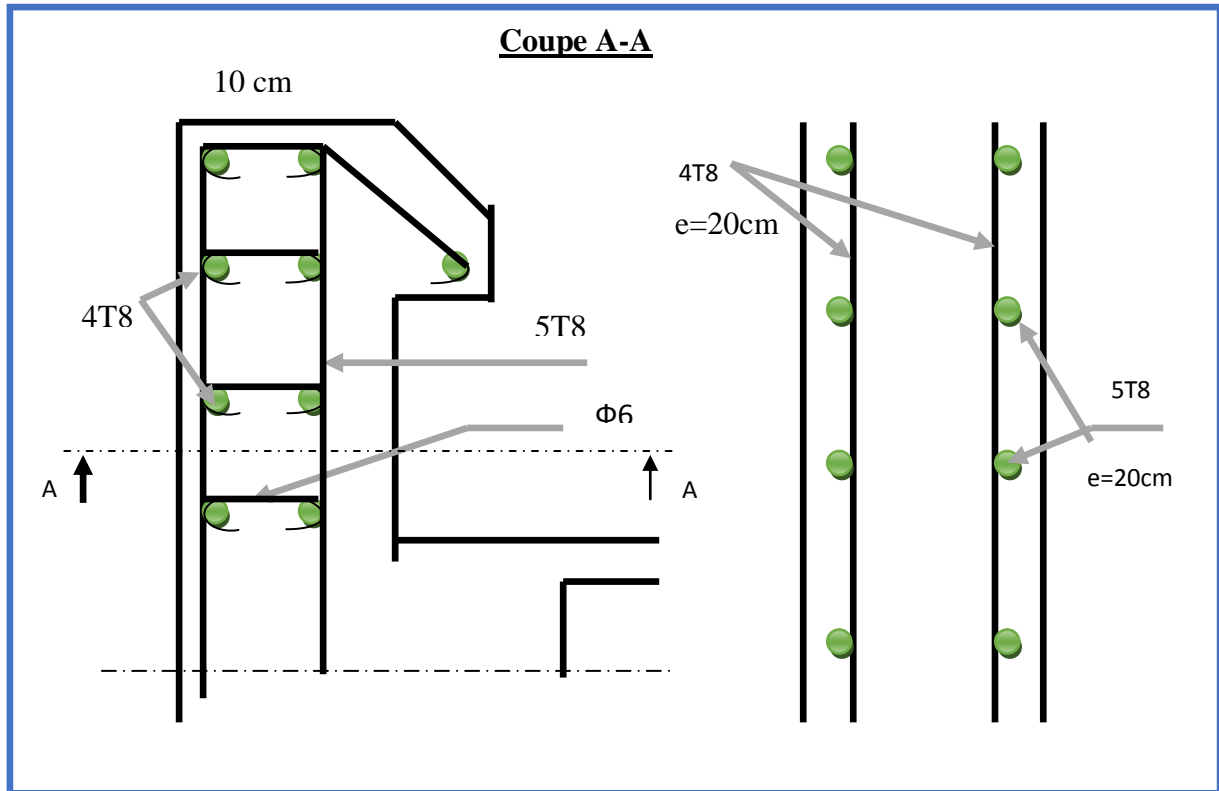


Figure V.2 : Ferrailage Acrotère

V.2 Etude d'escalier :

2.1 Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

2.2 Description :

L'escalier se compose généralement par :

La paillasse : Est une dalle inclinée en béton armé, elle supporte les marches et les contres marches.

Palier de repos : L'escalier est équipé avec une petite dalle dite palier de repos, elle permet aux usagers de se reposer.

L'embranchement : la longueur d'une marche.

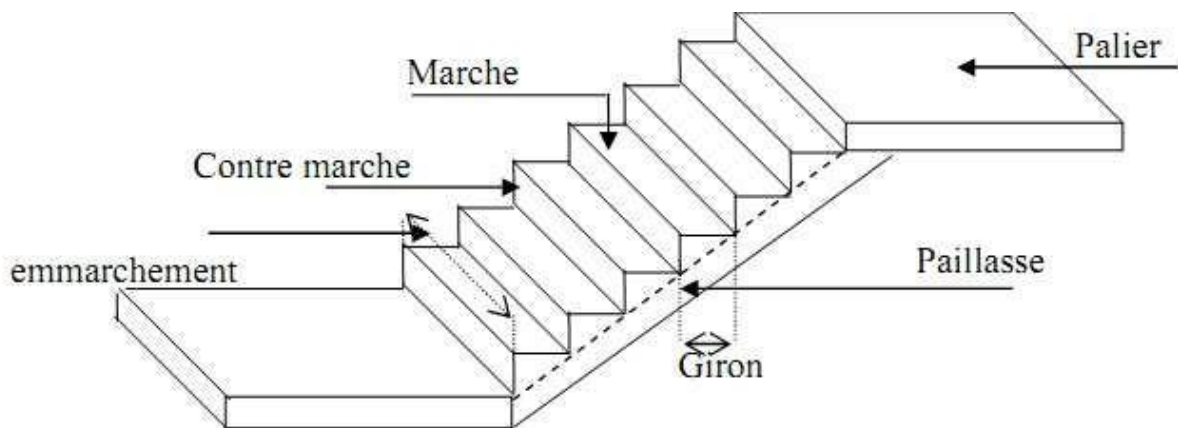


Figure IV.3 : les éléments d'escaliers

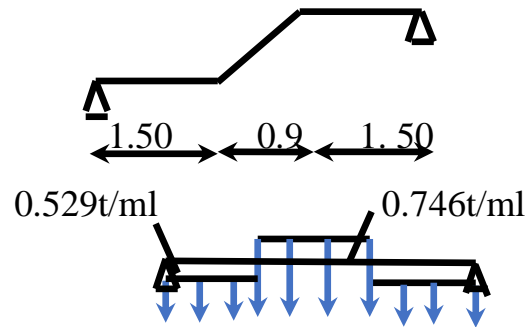
Les principaux termes utiles sont :

- **La marche :** est la partie horizontale qui reçoit le pied.
- **La contre marche :** est la partie verticale entre deux marches.
- **La hauteur de marche :** (h) est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeur courantes $h=13$ à 17 cm.
- **Le giron :** (g) la largeur d'une marche, il a une valeur constante, de 28 cm au minimum.
- **La montée :** correspond à la hauteur entre les niveaux finis des soles de départ et d'arrivée.
- **Une volée :** est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier :** est la plate-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage. 3.06

2.3. Calcul de l'escalier :

2.3.1. type 1 (RDC) :

$$G_q = ((0.529 \times 1.5) + (0.746 \times 0.9) + (0.529 \times 1.5)) / 3.9 = 0.579 \text{ t/ml}$$



a. Calcul de sollicitations :

Sous G :

$$M_{0G} = ql^2 / 8 \Rightarrow M_{0G} = 0.579 \times 3.9^2 / 8 \Rightarrow M_{0G} = 1.100 \text{ t / m}^2$$

$$M_{tG} = 0.8M_{0G} \Rightarrow M_{tG} = 0.935 \text{ t.m}$$

$$M_{aG} = 0.4M_{0G} \Rightarrow M_{aG} = -0.55 \text{ t.m}$$

$$T_G = ql / 2 \Rightarrow T_G = 0.579 \times 3.9 / 2 \Rightarrow T_G = 1.129 \text{ t}$$

Sous Q :

$$M_{0Q} = ql^2 / 8 \Rightarrow M_{0Q} = 0.25 \times 3.9^2 / 8 \Rightarrow M_{0Q} = 0.475 \text{ t / m}^2$$

$$M_{tQ} = 0.8M_{0Q} \Rightarrow M_{tQ} = 0.404 \text{ t.m}$$

$$M_{aQ} = 0.5M_{0Q} \Rightarrow M_{aQ} = -0.237 \text{ t.m}$$

$$T_Q = ql / 2 \Rightarrow T_Q = 0.25 \times 3.9 / 2 \Rightarrow T_Q = 0.487 \text{ t}$$

b. Combinaison des charges:

AL'E.L.U :

$$M_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$M_{tu} = 1.868 \text{ t.m ;}$$

$$M_{au} = -1.098 \text{ t.m ;}$$

$$T_u = 2.245 \text{ t}$$

AL'E.L.S :

$$M_s = G + Q$$

$$M_{ts} = 1.339 \text{ t.m ;}$$

$$M_{as} = -0.787 \text{ t.m ;}$$

$$T_s = 1.616 \text{ t}$$

c. Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple (section rectangulaire) ($l \cdot h$)

$(100 \cdot 15) \text{ cm}^2$.

Fissuration préjudiciable :

$c = c' = h/10 = 1,5 \text{ cm}$ on prend $c = c' = 2 \text{ cm}$.

1. En Travée:

$M_t = 1.868 \text{ t.m}$

$\mu = 0.077 < 0.392 \Rightarrow A_s' = 0$

$\alpha = 0.101$; $\beta = 0.959$; $A_s = 4.305 \text{ cm}^2$

Donc on adopte : 6HA12 $\Rightarrow A_s = 6.79 \text{ cm}^2$

2. En Appuis:

$M_a = 1.098 \text{ t.m}$

$\mu = 0.045 < 0.392 \Rightarrow A_s' = 0$

$\alpha = 0.057$;

$\beta = 0.976$;

$A_s = 2.48 \text{ cm}^2$

Donc on adopte : 5HA12 $\Rightarrow A_s = 5.65 \text{ cm}^2$

d. Vérification à L'E.L.S :**1. En Travée:**

$M_{ts} = 1.339 \text{ t.m}$;

$A_s = 6.79 \text{ cm}^2$

➤ Position de l'axe neutre :

$(bx^2/2) + 15(A_s + A_s')x - 15(A_s d + A_s' c') = 0$

$(100 x^2/2) + 15(6.79)x - 15 \cdot 13 \cdot 6.79 = 0$

$x = 4.227 \text{ cm}$

➤ Moment d'inertie:

$I = (bx^3/3) + 15A_s(d-x)^2 + 15A_s'(x-c')^2$

$I = 10356.473 \text{ cm}^4$

➤ **Vérification des contraintes:**

Béton :

$$\sigma_{bc} = M_{ts} \cdot x / I$$

$$\sigma_{bc} = 54.651 \text{ kg / cm}^2 \leq 150 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{vérifie}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = 15 M_{ts} \cdot (d-x) / I$$

$$\sigma_{st} = 1701.406 \text{ kg / cm}^2 \leq 2020 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{vérifie}$$

2. En appuis :

$$M_{as} = -0.787 \text{ t.m} ;$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$x = 3.922 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie:**

$$I = 8883.952 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes:**

Béton :

$$\sigma_b = 34.74 \text{ kg / cm}^2 \leq 150 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{vérifie}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = 1206.28 \text{ kg / cm}^2 \leq 2020 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{vérifie}$$

e. Vérification de la flèche

Selon CBA 93 B .6.5.2 on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder au calcul de la flèche si :

$$\bullet \frac{h}{l} \geq \frac{M_{tu}}{15 M_o} \Rightarrow 15/390 = 0.038 \geq 1.868 \cdot 10^5 / 15 \cdot 1.100 \cdot 10^5 \Rightarrow 0.038 < 0.113$$

Non vérifier.

$$\bullet \frac{A}{bd} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow 6.79 / 100 \cdot 13 \leq \frac{3.6}{400} \Rightarrow 0.005 < 0.009$$

vérifié.

Il Ya une condition non vérifiée donc on calcule la flèche.

➤ **Calcul de la flèche :**

$$y_o = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} ; \quad y_o = (b \cdot h + (h/2) + 15d A_s) / (b \cdot h + 15d) = 7.09 \text{ cm.}$$

$$I_o = ((b \cdot h^3 / 12) + b \cdot h \cdot (y_o - (h/2))^2 + 15 \cdot A_s (d - y_o)^2) = 31319.768 \text{ cm}^4$$

$$P_1 = \frac{A_s}{b d} = 6.79 / 100 \cdot 13 = 0.0052$$

$$\lambda_v = 2/5 \lambda_i \quad \text{avec} \quad \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{[(2+3)(\frac{b_o}{b})] \rho} = (0.05 \cdot 2.1) / ((2+3) \cdot 0.0052) = 4.020$$

$$\lambda_v = 2/5 (4.040) = 1.608$$

$$P = 100 P_1 = 100 \cdot 0.0052 = 0.52$$

$$\alpha = 0.324$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{M_{ser}}{A_s \cdot Z} = (1.339 \cdot 10^5) / (6.79 \cdot 10.53) = \mathbf{1872.761 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \bar{\sigma}_s + f_{t28}} = 1 - (1.75 \cdot 2.1) / (4 \cdot 0.0052 \cdot 1872.762 + 2.1) = \mathbf{0.910}$$

$$I_{Si} = \frac{1.1 I_o}{1 + \lambda_i \mu} = (1.1 \cdot 31319.768) / (1 + 4.02 \cdot 0.910) = \mathbf{7395.935 \text{ cm}^4}$$

$$I_{Sv} = \frac{I_o}{1 + \lambda_v \mu} = (31319.768) / (1 + 1.608 \cdot 0.910) = \mathbf{12714.660 \text{ cm}^4}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = \mathbf{32164.19 \text{ MPa.}}$$

$$E_v = 3670 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3670 \sqrt[3]{25} = \mathbf{10731.14 \text{ MPa.}}$$

$$S_i = (1.75 \cdot 10^5 \cdot 3.9^2) / (10 \cdot 3216.419 \cdot 7395.935) = \mathbf{0.0111}$$

$$S_v = (1.75 \cdot 10^5 \cdot 3.9^2) / (10 \cdot 1073.114 \cdot 12714.660) = \mathbf{0.0195}$$

$$\Delta S_t = S_v - S_i = 0.0195 - 0.0111 = \mathbf{0.0084 \text{ cm.}}$$

$$F = L / 500 = 390 / 500 = \mathbf{0.78}$$

$$\Delta S_t = 0.0084 \text{ cm} < f = 0.78 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

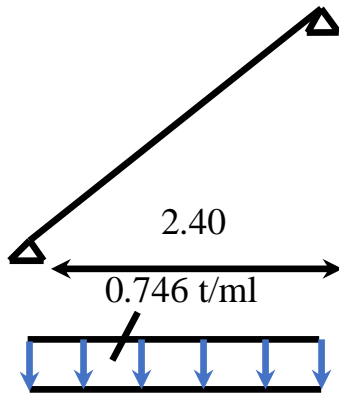
f. Vérification des contraintes de cisaillement dans le béton :

$$\tau_u = T / b \cdot d = 2.254 \cdot 10^3 / (100 \cdot 13) = 1.733 \text{ kg / cm}^2$$

$$\tau_{adm} = \min (0.1 F_{c28}, 4 \text{ MPa}) = \min (2.5, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_u = 1.733 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

3.2.2. Type 2 (étage courant) :



a) Calcul de sollicitations :

Sous G :

$$M_{0G} = ql^2 / 8 \Rightarrow M_{0G} = 0.746 * 2.40^2 / 8 \Rightarrow M_{0G} = 0.537 \text{ t / m}^2$$

$$M_{tG} = 0.85M_{0G} \Rightarrow M_{tG} = 0.456 \text{ t.m}$$

$$M_{aG} = 0.5M_{0G} \Rightarrow M_{aG} = -0.268 \text{ t.m}$$

$$T_G = ql / 2 \Rightarrow T_G = 0.746 * 2.40 / 2 \Rightarrow T_G = 0.895$$

Sous Q :

$$M_{0Q} = ql^2 / 8 \Rightarrow M_{0Q} = 0.25 * 2.40^2 / 8 \Rightarrow M_{0Q} = 0.18 \text{ t / m}^2$$

$$M_{tQ} = 0.85M_{0Q} \Rightarrow M_{tQ} = 0.153 \text{ t.m}$$

$$M_{aQ} = 0.5M_{0Q} \Rightarrow M_{aQ} = -0.09 \text{ t.m}$$

$$T_Q = ql / 2 \Rightarrow T_Q = 0.25 * 2.40 / 2 \Rightarrow T_Q = 0.3 \text{ t}$$

b) Combinaison des charges:

A L'E.L.U :

$$M_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$M_{tu} = 0.845 \text{ t.m} ;$$

$$M_{au} = -0.496 \text{ t.m} ;$$

$$T_u = 1.658 \text{ t}$$

A L'E.L.S :

$$M_s = G + Q$$

$$M_{ts} = 0.609 \text{ t.m};$$

$$M_{as} = -0.358 \text{ t.m};$$

$$T_s = 1.195 \text{ t.}$$

c) Calcul de ferrailage :

$$c = c' = 2\text{cm}$$

1. En Travée:

$$M_t = 0.845 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0.035$$

$$\mu_r = 0.392 ; \mu_r > \mu \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 0.044 ;$$

$$\beta = 0.984 ;$$

$$A_s = 1.898 \text{ cm}^2$$

On adopte **6HA12** $\Rightarrow A_s = 6.79 \text{ cm}^2$

2. En Appuis:

$$M_a = -0.496 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0.020 < 0.392 \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 0.026 ;$$

$$\beta = 0.989 ;$$

$$A_s = 1.108 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **6HA10** $\Rightarrow A_s = 4.71 \text{ cm}^2$

d) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e \Rightarrow A_{\min} = 0.23 * 100 * 13 * 2.1 / 400 = 1.569 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 6.79 \text{ cm}^2 > 1.569 \text{ cm}^2$ **Vérifiée.**

En appuis : $A_s = 4.71 \text{ cm}^2 > 1.569 \text{ cm}^2$ **Vérifiée.**

e) Armature de répartition :

En travée :

$$A_{\text{rep}} = A_s / 4 \Rightarrow A_r = 6.79 / 4 = 1.69 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **5HA8** $\Rightarrow A_s = 2.51 \text{ cm}^2$

En appuis :

$A_{rep} = A_s / 4 \Rightarrow A_r = 4.71 / 4 = 1.17 \text{ cm}^2$
 Donc on adopte : **5HA8** $\Rightarrow A_s = 2.51 \text{ cm}^2$

f) Vérification à L'E.L.S :**1. En Travée:**

$M_{ts} = 0.609 \text{ t.m}$;

$A_s = 6.79 \text{ cm}^2$

➤ Position de l'axe neutre :

$$(bx^2/2) + 15(A_s + A_s')x - 15(A_s d + A_s' c') = 0$$

$$(100 x^2/2) + 15(6.79)x - 15 * 13 * 6.79 = 0$$

$x = 4.227 \text{ cm}$

➤ Moment d'inertie:

$$I = (bx^3/3) + 15A_s(d-x)^2 + 15A_s'(x-c')^2$$

$I = 6445.806 \text{ cm}^4$

➤ Vérification des contraintes:Béton :

$$\sigma_{bc} = M_{ts} * x / I$$

$$\sigma_{bc} = 64.15 \text{ kg / cm}^2 \leq 150 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = 15M_{ts} * (d-x) / I$$

$$\sigma_{st} = 880.081 \text{ kg / cm}^2 \leq 2020 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

2. En appuis :

$M_{ts} = -0.358 \text{ t.m}$;

$A_s = 4.71 \text{ cm}^2$

➤ Position de l'axe neutre :

$$(bx^2/2) + 15(A_s + A_s')x - 15(A_s d + A_s' c') = 0$$

$$(100 x^2/2) + 15(4.71)x - 15 * 13 * 4.71 = 0$$

$x = 3.872 \text{ cm}$

➤ **Moment d'inertie:**

$$I = 6791.423 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**Béton :

$$\sigma_b = 20.410 \text{ kg / cm}^2 \leq 150 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{vérifié.}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = 721.753 \text{ kg / cm}^2 \leq 2020 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{vérifié.}$$

g) Vérification des contraintes de cisaillement dans le béton :

$$\tau_u = T / b \cdot d = 1.658 \cdot 10^3 / 100 \cdot 13 = 1.275 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau_{adm} = \min(0.1 F_{c28}, 4 \text{MPa}) = \min(2.5, 4 \text{MPa}) = 25 \text{ kg/cm}$$

$$\tau_u = 1.275 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_u = 25 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifié.}$$

h) Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mtu}{15Mo} \Rightarrow 15/240 \geq 0.845 \cdot 10^5 / 15 \cdot 0.537 \cdot 10^5 \Rightarrow 0.062 > 0.1 \quad \text{non vérifié.}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow 3.95 / 100 \cdot 13 \geq \frac{3.6}{400} \Rightarrow 0.003 < 0.009 \quad \text{vérifié.}$$

Il ya une condition non vérifiée donc on calcule la flèche.

➤ **Calcul de la flèche :**

$$y_o = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} ; \quad y_o = (b \cdot h + (h/2) + 15d A_s) / (b \cdot h + 15d) = 7.09 \text{ cm.}$$

$$I_o = ((b \cdot h^3 / 12) + b \cdot h \cdot (y_o - (h/2))^2 + 15 \cdot A_s \cdot (d - y_o)^2) = 30446.63 \text{ cm}^4$$

$$P_1 = \frac{A_s}{bd} = 3.95 / 100 \cdot 13 = 0.003$$

$$\lambda_v = 2/5 \lambda_i \quad \text{avec } \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{[(2+3)(\frac{b_o}{b})] \rho} = (0.05 \cdot 2.1) / ((2+3) \cdot 0.003) = 7$$

$$\lambda_v = (2/5) \cdot 7 = 2.8$$

$$P = 100 P_1 = 100 \cdot 0.003 = 0.3$$

$$\alpha = 0.852$$

$$Z = d - (y_o/3) = 10.63 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{M_{ser}}{A_s \cdot Z} = (0.709 \cdot 10^5) / (3.95 \cdot 10.63) = \mathbf{1449.48 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \bar{\sigma}_s + f_{t28}} = 1 - (1.75 \cdot 2.1) / (4 \cdot 0.003 \cdot 1449.48 + 2.1) = \mathbf{0.811}$$

$$I_{Si} = \frac{1.1 I_o}{1 + \lambda_i \mu} = (1.1 \cdot 30446.63) / (1 + 7 \cdot 0.811) = \mathbf{5015.91 \text{ cm}^4}$$

$$I_{Sv} = \frac{I_o}{1 + \lambda_v \mu} = (30446.63) / (1 + 2.8 \cdot 0.811) = \mathbf{9308.61 \text{ cm}^4}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = \mathbf{32164.19 \text{ MPa}}$$

$$E_v = 3670 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3670 \sqrt[3]{25} = \mathbf{10731.14 \text{ MPa}}$$

$$S_i = (0.609 \cdot 10^5 \cdot 2.4^2) / (10 \cdot 3216.419 \cdot 5015.91) = \mathbf{0.00217}$$

$$S_v = (0.609 \cdot 10^5 \cdot 2.4^2) / (10 \cdot 1073.114 \cdot 9308.61) = \mathbf{0.00351}$$

$$\Delta S_t = S_v - S_i = 0.00351 - 0.00217 = \mathbf{0.0013 \text{ cm}}$$

$$F = L/500 = 240/500 = \mathbf{0.48}$$

$$\Delta S_t = 0.0013 \text{ cm} < f = 0.48 \text{ cm} \dots\dots\dots \mathbf{\text{vérifiée.}}$$

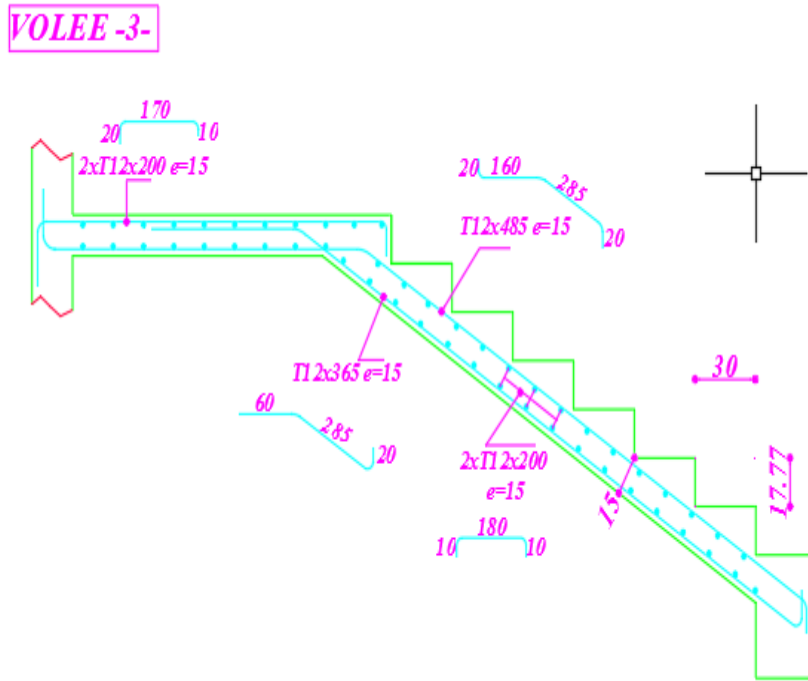


Figure V.4: Schéma ferrailage d'escalier volé 3

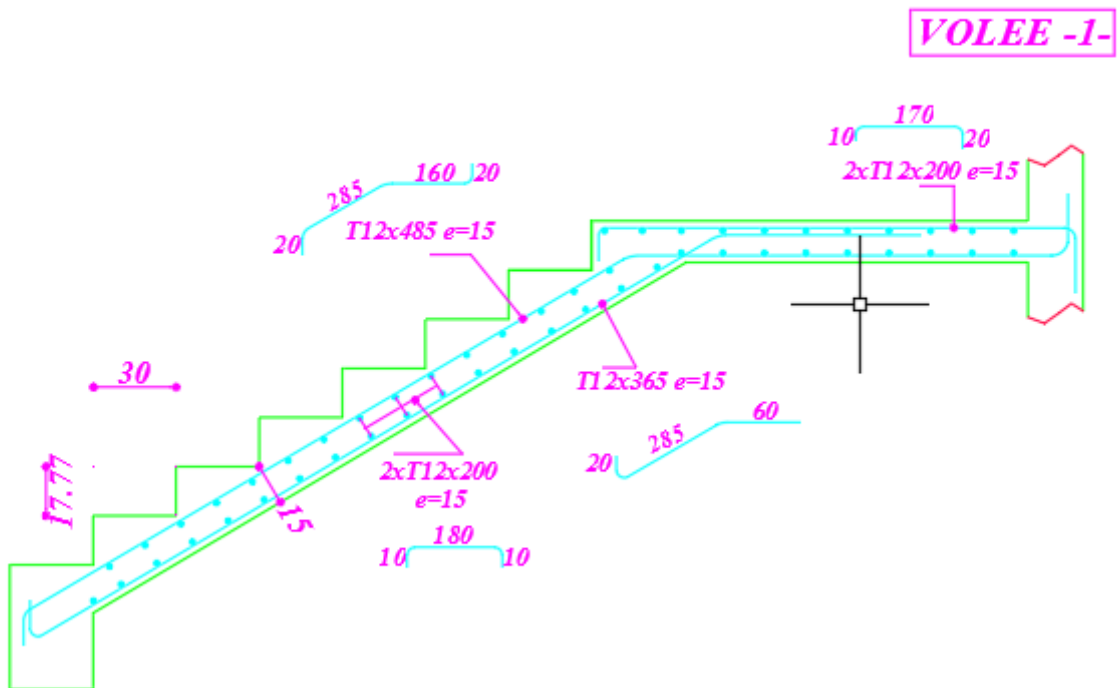


Figure V.5 : Schéma ferrailage d'escalier volé 1

V.3. Etude la poutre palière:

C'est une poutre de section rectangulaire, encastrée à ces deux extrémités

3.1. Pré dimensionnement de la poutre palière :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad L = 3.90 \text{ m}$$

$$26\text{cm} \leq h \leq 39 \text{ cm} \Rightarrow h = 35\text{cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.4h$$

$$10.5\text{cm} \leq b \leq 14\text{cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

La poutre est de section (30*35) cm².

Evaluation des charges :

- Venant de la volée : $\longrightarrow 0.895\text{t/ml.}$
- Mur : $\longrightarrow 1.121\text{t/ml.}$
- Poutre palière : $\longrightarrow 0.262\text{t/ml.}$

$$\boxed{G = 2.278\text{t/ml.}}$$

$$\boxed{Q = 0.25 \text{ t/ml.}}$$

3.2. Combinaison des charges :

- Sous G :

$$M_{oG} = GL^2/8 = 2.278 \cdot 3.9^2/8 = 4.331\text{t.m.}$$

$$M_{tG} = 0.8M_{oG} = 3.681\text{t.m.}$$

$$M_{aG} = -0.5M_{oG} = -2.165\text{t.m.}$$

$$T_G = GL/2 = 2.278 \cdot 3.9/2 = 4.442\text{t.}$$

- Sous Q :

$$M_{oQ} = QL^2/8 = 0.25 \cdot 3.9^2/8 = 0.475\text{t.m.}$$

$$M_{tQ} = 0.8M_{oQ} = 0.404\text{t.m.}$$

$$M_{aQ} = -0.5M_{oQ} = -0.237\text{t.m.}$$

$$T_Q = QL/2 = 0.25 \cdot 3.9/2 = 0.487\text{t.}$$

A L'ELU :

$$M_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$M_{tu} = 5.575 \text{ t.m}$$

$$M_{au} = -3.278 \text{ t.m}$$

$$T_u = 6.727 \text{ t}$$

A L'ELS:

$$M_s = G + Q$$

$$M_{ts} = 4.085 \text{ t.m}$$

$$M_{as} = -2.402 \text{ t.m}$$

$$T_s = 4.929 \text{ t}$$

3.3. Calcul de ferrailage :**En Travée :**

$$M_{tu} = 5.575 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0.127$$

$$\mu = 0.127 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow A_s' = 0.$$

$$\alpha = 0.171 ; \beta = 0.931 \Rightarrow A_s = 5.37 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **7HA12** $\Rightarrow A_s = 7.92 \text{ cm}^2$

En Appuis :

$$M_{au} = -3.278 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0.075$$

$$\mu < \mu_r \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 0.097 ; \beta = 0.960 \Rightarrow A_s = 3.06 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **5HA12** $\Rightarrow A_s = 5.56 \text{ cm}^2$.

➤ Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 \frac{bdft_{28}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 0.23(30 \times 32 \times 2.1)/400 = 1.159 \Rightarrow A_s \geq 1.159 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.96 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.159 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

a. Vérification à L'E.L.S :**En Travée:**

$$M_{ts} = 4.085 \text{ t.m} ; A_s = 7.92 \text{ cm}^2$$

• Position de l'axe neutre :

$$x = 7.612 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie:

$$I = 85361.170 \text{ cm}^4$$

- **Vérification des contraintes:**

Béton : $\sigma_{bc} = 36.427 \text{ kg/cm}^2 \leq 150 \text{ kg/cm}^2$ vérifié.

Acier : $\sigma_{st} = 1750.64 \text{ kg/cm}^2 \leq 2020 \text{ kg/cm}^2$ vérifié.

b. Vérification des contraintes de cisaillement dans le béton :

$$\tau_u = T / b*d = 6.727 * 10^3 / 30 * 32 = 7.007 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau_{adm} = \min(0.1 F_{c28}, 4 \text{ MPa}) = \min(2.5, 4 \text{ MPa}) = 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_u = 7.007 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_u = 25 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifié.}$$

c. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mtu}{15Mo} \Rightarrow 35/390 = 0.089 \geq 5.575 * 10^5 / 15 * 4.331 * 10^5 = 0.085 \quad \text{vérifié.}$$

$$\frac{A}{bd} \leq 4.2/fe \Rightarrow 7.92/30 * 32 = 0.0082 \leq 4.2/400 = 0.010 \quad \text{vérifié.}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

V.4. Etude des balcons :

Les balcons sont des dalles pleines calculées comme des consoles encastrées soumises à leurs poids propres, aux charges permanentes G , aux surcharges d'exploitations Q et au poids propre du mur P .

1. Type des balcons :

Type (trois cotés):

Pour le calcul de cette dalle, on a choisi la méthode de calcul élastique des dalles basée sur l'utilisation des tables de BARRES, après l'obtention des moments il faut les répartir entre les travées et les appuis

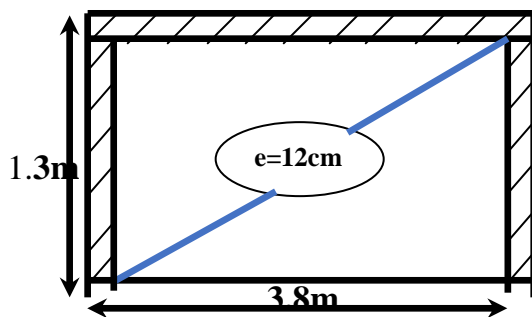


Figure IV.6 : Balcons Type 1 (dalle appuyée sur trois cotés)

(encastrement)

$$G_1 = 0.458 \text{ t/m}^2$$

$$G_2 = 1.331 \text{ t/m}^2$$

$$Q = 0.350 \text{ t/m}^2$$

$$\rho = L_x / L_y = 1.3 / 3.8 = 0.34 < 0.4$$

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

2. Evaluation des charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(1.789) + 1.5(0.350) = 2.474 \text{ t/ml}$$

2.1. Etat limit ultime :

En travée :

Avec :

Table de Bares

$$\text{Sens } x : M_{tx} = 0.1028 q_u l_x^2 = 0.1028 * 2.94 * 1.3^2 = 0.510 \text{ t.m}$$

$$\text{Sens } y : M_{ty} = 0.015 q_u l_y^2 = 0.015 * 2.94 * 3.8^2 = 0.636 \text{ t.m}$$

$$M_{tmax} = 0.636 \text{ t.m}$$

En appuis :

$$\text{Sens } x : M_{ax} = -0.3232q_u l_x^2 = -0.3232 \cdot 2.94 \cdot 1.3^2 = -1.605 \text{ t.m}$$

$$\text{Sens } y : M_{ay} = -0.0471 q_u l_y^2 = -0.0471 \cdot 2.94 \cdot 3.8^2 = -1.999 \text{ t.m}$$

$$M_{max} = -1.999 \text{ t.m}$$

➤ Ferrailage de la dalle :**En travée :**

$$M_{tx} = 0.636 \text{ t.m} ; d = 10 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.636 \cdot 10^5}{(100 \cdot 10^2 \cdot 142)} = 0.044 < 0.392 \Rightarrow A's = 0$$

$$\alpha = 0.056 ; z = 9.824 \text{ cm} ;$$

$$A_s = 1.860 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA10 $\Rightarrow A_s = 3.93 \text{ cm}^2$.

En appuis :

$$M_{tx} = 1.999 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.999 \cdot 10^5}{(100 \cdot 10^2 \cdot 142)} = 0.14 < 0.392 \Rightarrow A's = 0$$

$$\alpha = 0.189 ;$$

$$Z = 9.244 \text{ cm} ;$$

$$A_s = 6.085 \text{ cm}^2$$

On adopte 8HA10 $\Rightarrow A_s = 6.28 \text{ cm}^2$.

(Encastrement)

- **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq 0.23 \frac{bd f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 0.23 \frac{100 \cdot 10 \cdot 2.1}{400} \Rightarrow A_s \geq 1.2075 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée: } A_s = 3.93 \text{ cm}^2 > 1.2075 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié.}$$

$$\text{En appui : } A_s = 6.28 \text{ cm}^2 > 1.2075 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié.}$$

2.2. Etat limit service :

$$q_s = G + Q = 1.789 + 0.350 = 2.139 \text{ t/ml}$$

$$\rho = L_x / L_y = 1.3 / 3.8 = 0.34 < 0.4$$

En travée :

$$M_{tx} = 0.1063q_s l_x^2 = 0.1063 * 2.139 * 1.3^2 = 0.579 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0.0335q_s l_y^2 = 0.0335 * 2.139 * 3.8^2 = 1.034 \text{ t.m}$$

$$M_{tmax} = 1.034 \text{ t.m}$$

En appuis :

$$M_{ax} = -0.3308q_s l_x^2 = -0.3308 * 2.139 * 1.3^2 = -1.195 \text{ t.m}$$

$$M_{ay} = -0.0439q_s l_y^2 = -0.0439 * 2.139 * 3.8^2 = -1.355 \text{ t.m}$$

$$M_{amax} = -1.195 \text{ t.m}$$

a. Vérification à L'E.L.S :**En Travée :**

$$M_{ts} = 1.034 \text{ t.m} ; \quad A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$(bx^2/2) + 15(A_s + A_s')x - 15(A_s d + A_s' c') = 0$$

$$x = 4.0733 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie:**

$$I = (bx^3/3) + 15A_s(d-x)^2 + 15A_s'(x-c')^2$$

$$I = 5449.290 \text{ cm}^4$$

- **Vérification des contraintes:**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = 76.525 \text{ kg/cm}^2 \leq 150 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifié.}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = 1698.352 \text{ kg/cm}^2 \leq 2020 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifié.}$$

En appuis :

$$M_{as} = 1.195 \text{ t.m} ; \quad A_s = 6.28 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$x = 5.383 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie:**

$$I = 7207.415 \text{ cm}^4$$

- **Vérification des contraintes:**

Béton : $\sigma_{bc} = 89.250 \text{ kg/cm}^2 \leq 150 \text{ kg/cm}^2$ vérifié.

Acier : $\sigma_{st} = 1148.258 \text{ kg/cm}^2 \leq 2020 \text{ kg/cm}^2$ vérifié.

- **Justification de l'effort tranchant :**

$$V_u = (q_u \cdot l_x \cdot l_y) / (2l_y + l_x) = (2.94 \cdot 1.3 \cdot 3.8) / ((2 \cdot 3.8) + 1.3) = 1.631 \text{ t/m}$$

$$\tau_u = V_u / b \cdot d = 1.631 / (100 \cdot 10) = 0.001 \text{ kg/cm}^2 < 3.25$$

b. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mtu}{15Mo} \Rightarrow 12/130 = 0.092 > 0.636 / (15 \cdot 0.621) = 0.068 \quad \text{vérifié.}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{3.6}{fe} \Rightarrow 3.93 / (100 \cdot 10) = 0.003 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \text{vérifié.}$$

Avec: $M_o = q_u L_x^2 / 8 \Rightarrow 2.94 \cdot 1.3^2 / 8 = 0.621 \text{ t.m}$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

V.5. ETUDE DE LA DALLE MACHINE :

5.1. Introduction :

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique.

L'ascenseur devient nécessaire, c'est un moyen efficace de transport des personnes de point de vue rapidité et confort.

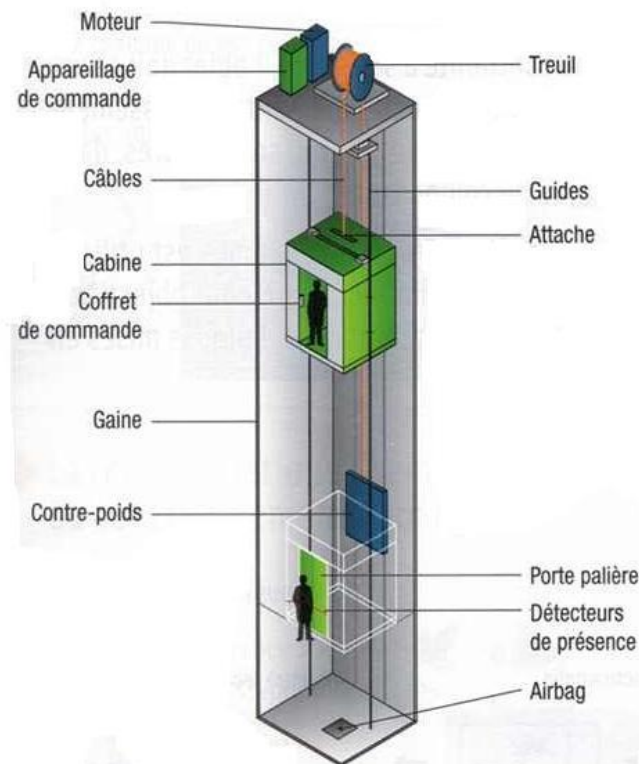


Figure IV.7: Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique

5.2. Définition de l'ascenseur :

Appareil élévatoire installé à demeure comportant une cabine dont les dimensions permettent l'accès des personnes qui se déplacent au moins partiellement le long des guides verticaux dont l'inclinaison sur la verticale est inférieure à 15%.

- La classe de l'ascenseur est définie selon **DTU-75 1 type 1**.

Classe 1 : ascenseur destiné au transport des personnes.

- D'après **DTU N° : 78-201** :

Le choix de l'ascenseur dépend de paramètres suivants :

-Usage de la construction.

-Nombre de population à desservir.

-Hauteur de la construction.

On a une construction à usage d'habitation +commerce

Nombre de personne à desservir =8.

La hauteur de la construction **H=42.09m.**

5.3. Définition Technique :

- **Cabine :**

La cabine est l'orange de l'ascenseur destiné à recevoir des personnes à transporter.

La cabine doit être entièrement fermée par des parois, plancher et un toit plain, la seule ouverture permise étant les suivants :

- Baies servant à l'accès normales des usagers :

Doivent être munies de ports

- Trappes et portes de secours :

L'aide à apporter aux passagers se trouvant en cabine doit toujours venir de l'extérieur .ce résultat peut notamment être obtenu en utilisant la manœuvre de secours.

S'il existe une trappe de secours dans le toit de la cabine pour permettre le secours et l'évacuation éventuels des passagers, elle doit mesurer au minimum (0,3×0,5) m.

- Orifices de ventilation :

Les cabines munies de portes pleines doivent être pourvues d'orifices de ventilation en partie haute et basse. La surface effective de chacun d'eux doit être égale à 1% de la surface utile de la cabine.

- **Étrier :**

Ossature métallique portant la cabine, elle est dimensionnée pour supporter sans aucune déformation permanente les efforts qui s'appliquent en service normal, la cabine n'est pas reliée directement et rigidement au chassé de l'étrier, mais par l'intermédiaire des supports antivibratoires en caoutchouc, on évite aussi toute transmission de vibration, le mouvement est parfaitement silencieux.

- **Contre Poids :**

Il a pour but d'équilibrer le poids de la cabine et une partie de la charge utile, on a réduit ainsi la puissance motrice nécessaire, le contre poids est dimensionné de façon à équilibrer le poids de la cabine plus (40à50) % de la charge utile.

- **Machine :**

La machine est constituée par l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur. Chaque ascenseur doit comporter au moins une machine.

L'entraînement de la machine : soit par adhérence (emploi de poulies de traction), soit par attelage si la vitesse ne dépasse pas 0,63m/s.

L'ascenseur doit muni d'un système de freinage (frein électromécanique) agissant automatiquement:

- en cas d'absence du courant électrique du réseau
- en cas d'absence du courant de manœuvre

- **Régulateur De La Vitesse :**

Cet appareil a pour fonction de contrôler les éventuels excès de vitesse dans les deux sens de marche.

- **Amortisseurs :**

L'amortisseur est un organe constituant une butée déformable en fin de cour, et comportant un système de freinage par fluide ou ressort.

Des amortisseurs doivent être placés à l'extrémité inférieure de la courroie de la cabine et du contrepoids.

- **On distingue trois types d'amortisseur :**

Les amortisseurs à accumulation d'énergie.

Les amortisseurs à accumulation d'énergie avec amortissement du mouvement de retour.

Les amortisseurs à dissipation d'énergie.

- **Organes de suspension et de compensation :**

Les cabines et Contre Poids doivent être suspendus par des câbles en aciers ou de chaînes en aciers à mailles parallèles genre galle ou à rouleaux.

Le diamètre nominal des câbles doit être au minimum de 8 mm

Le nombre minimale de câbles ou chaînes doit être de deux et indépendante.

- **Locaux de machines et de poulie :**

Les machines, leur appareillage et les poulies ne doivent être accessibles, qu'aux personnes autorisées (maintenance, secours).

La machine et son appareillage doivent se trouver dans un locale qui leur soit spécialement affecté comportant des murs, un plancher, un plafond, une porte ou une trappe plein

5.4. Caractéristiques de l'ascenseur :

- **Capacité** : 08 personnes.
- **Vitesse** : 0.65-1 m/s.
- **Charge nominale** : 630kg.
- **Dimension de la dalle machine** : selon les conditions qu'ils nous ont été fourni par l'entreprise nationale des ascenseurs e dalle = 25 cm.

5.5. Calcul des charges et sollicitation de la dalle :

Poids de la cabine : $C = 4000\text{kgf}$.

Charge nominale (personne) : $P = 630\text{ kgf}$.

Contre poids : $F = C + 0.45p = 4000 + 0.45 * 630 = 4283.5\text{kgf}$.

Poids de la machine : $C' = 6550\text{kgf}$.

- **Evaluation des charges de la Dalle machine :**

Dalle en béton armée (25cm) : $\longrightarrow 0.25 * 2500 = 625\text{kgf}$.

Mortier de pose (2cm) $\longrightarrow 0.02 * 2000 = 40\text{kgf}$.

Isolant phonique (4cm) $\longrightarrow 0.04 * 400 = 16\text{kgf}$.

Dallage (chape) (2cm) $\longrightarrow 0.02 * 2200 = 44\text{kgf}$.

G = 791 kgf.

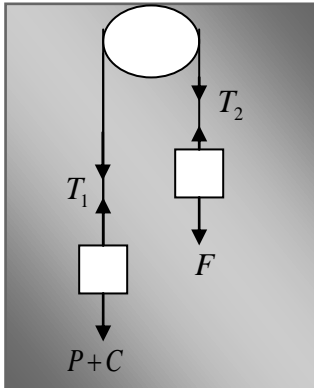
Remarque :

Le médo chape est un mortier spécial recommandé par des documents techniques absorber les impuretés.

✓ sur charge dans l'ascenseur $P = 630\text{kgf}$.

✓ surcharge sur la dalle $Q = 100\text{kgf}$.

5.6. Détermination de la tension dans le câble :



On prend le cas d'ascenseur en descente ; dans ce Cas la tension du câble maximale correspondant à la phase du mouvement amortie (avant l'arrêt).

$$\Sigma F = m \cdot \gamma$$

$$T_1 = (C+P) g - (M_c + M_p) \gamma$$

$$T_2 = Fg - M_f \cdot \gamma$$

Les masses de la poulie et du câble sont négligeables :

$$T_1 = T_2 \text{ donc } (C+p) g - (M_c - M_p) \gamma = Fg - M_f \cdot \gamma$$

$$\text{Donc } \gamma = g \frac{(C + P - F)}{M_c + M_p + M_f} = 9.81 \frac{(4000 + 630 - 4283.5)}{4000 + 630 + 4283.5}$$

$$\text{Donc } \gamma = 0.3813 \text{ m/s}^2.$$

$$T_1 = (c+p) g - (m_c + m_p) \gamma$$

$$= (4000 + 630) 9.81 - (4000 + 630) 0.3813$$

$$T_1 = 43654.64 \text{ N.}$$

$$\mathbf{T_1 = T_2 = 43654.64 / 9.81 = 4450 \text{ kgf.}}$$

- **l'effet dynamique :**

Pour tenir compte de l'effet dynamique ; on introduit une force supplémentaire :

$$\mathbf{FP = D (P+C).}$$

D : facteur d'amplification dynamique.

-le cas le plus défavorable **D=2**.

$$FP = 2(4000 + 630) = 9260 \text{ kgf.}$$

- **Réaction de la poulie sur la dalle :**

$$R = T + T + FP = 2 * 4450 + 9260$$

$$R = 18160 \text{ kgf.}$$

5.7. Calcul de la charge répartie sur la dalle :

$$L_x = 2\text{m.} \quad L_y = 2.2\text{m.}$$

$$P = L_x/L_y = 0.91 > 0.4 \quad \text{la dalle portant dans 2 sens :}$$

$$\text{A L E.L.U} \quad \gamma = 0 \quad \mu_x = 0.0448$$

$$\text{Et} \quad \mu_y = 0.798$$

$$\text{A L E.L.S} \quad \gamma = 0.2 \quad \mu_x = 0.059$$

$$\text{Et} \quad \mu_y = 0.861$$

- **Charge permanente**

G = dalle + cabine + machine :

$$G = (G + P + C')$$

$$G = 791 + (4000 + 6550) / (2 * 2.2) = 3188.72 \text{ kgf/m}^2.$$

$$G = 3.188 \text{ t.}$$

- **surcharge d'accompagnement Q₀** :

Q₀ = Réaction de la poulie + charge nominale + contre poids.

$$Q_0 = (R + C + F)$$

$$Q_0 = (18160 + 630 + 4283.5) / (2 * 2.2) = 5243.977 \text{ kg/m}^2.$$

$$Q_0 = 5.24 \text{ t.}$$

$$Q_U = 1.35G + 1.5Q + Q_0$$

$$= 1.35 * 3.188 + 1.5 * 0.1 + 5.24$$

$$Q_U = 9.69 \text{ t/ml.}$$

$$Q_S = G + Q + Q_0 = 3.188 + 0.1 + 5.24$$

$$Q_S = 8.528 \text{ t/ml.}$$

5.8. Dimensionnement de la dalle machine :

- **Condition de résistance à la flèche :**

$$L_x/50 \leq e \leq L_x/40 \quad 4\text{cm} \leq e \leq 5\text{cm.}$$

- **Condition donnée par l'E.N.A (l'entreprise nationale des ascenseurs) :**

Selon l'entreprise nationale des ascenseurs **e = 25cm.**

➤ **condition de flèche :**

Le cas le plus défavorable consiste à prendre une bande parallèle de 1ml, et la considérer comme une poutre isostatique sur 2 appuis simples dont la flèche maximale :

$$F_{\max} = 5(qLx^4)/384.E.I$$

$$F_{\text{adm}} = Lx/500.$$

$$I = b \cdot e^3 / 12 = 100 \cdot e^3 / 12.$$

$$\text{Et } q_{\text{esr}} = 85.28 \text{ kg/cm donc } e \geq 200 \sqrt[3]{300q / 348Ei}.$$

Le module instantané du béton $Ei = 3216.4 \text{ MPA}$.

$$e \geq 200 \sqrt[3]{300 \cdot 85,28 / 348 \cdot 32164}$$

$$e = 24.49 \text{ cm.}$$

On adopte $e = 25 \text{ cm}$.

5.9. Ferrailage de la dalle machine :

$$L_x = 2 \text{ cm. } L_y = 2.2 \text{ cm.}$$

$P = L_x / L_y = 0.91 > 0.4$ la dalle portant dans 2 sens :

$$\text{A L E.L.U } \gamma = 0 \quad \mu_x = 0.0448$$

$$\text{Et } \mu_y = 0.798$$

$$\text{A L E.L.S } \gamma = 0.2 \quad \mu_x = 0.059$$

$$\text{Et } \mu_y = 0.861$$

- **Etat limit ultime :**

Sens X :

La dalle travaille à la Flexion Simple.

$$q_u = 9.69 \text{ t/ml.}$$

D'après BAEL 91 :

$$M_{0x} = 0.0448 q_u l^2 = 0.0448 \cdot 9.69 (2)^2 = 1.7 \text{ t.m.}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_0 = 0.85 \cdot 1.7 = 1.44 \text{ t.m.}$$

$$M_{ax} = 0.5 M_0 = 0.5 \cdot 1.7 = 0.85 \text{ t.m.}$$

En travée :

Tableaux V.1: Ferrailage de l'ascenseur en travée et en appui sens x y (ELU)

H=25cm	B=100 cm	d=22cm	c=3cm	As adoptée=2.01cm²
$\mu =0.0209$	$\alpha=0.026$	$\beta=0.989$	As=1.9cm²	4 T8

Sur appui :

H=25cm	B=100 cm	d=22cm	c=3cm	As adoptée=2.01cm²
$\mu =0.012$	$\alpha=0.015$	$\beta=0.993$	As=1.11cm²	4 T8

Sens-y :

$$M_o=0.798 \quad M_{ox}=0.798*1.7=1.35 \text{ t.m.}$$

$$M_t=0.85M_{ox} =0.85*1.35=1.15 \text{ t.m.}$$

$$M_a=0.5 M_{ox} = 0.5*1.35=0.678 \text{ t.m.}$$

En travée :

H=25cm	B=100 cm	d=22cm	c=3cm	As adoptée=2.01cm²
$\mu =0.016$	$\alpha=0.021$	$\beta=0.99$	As=1.50cm²	4 T8

Sur appui :

H=25cm	B=100 cm	d=22cm	c=3cm	As adoptée=3.14cm²
$\mu =0.009$	$\alpha=0.012$	$\beta=0.995$	As=0.89cm²	4 T8

- Etat limit service :

Sens X :

La dalle travaille à la Flexion Simple.

$$q_s =8.528\text{t/ml.}$$

D' après BAEL 91 :

$$M_{ox}=0.059ql^2=0.059*8.528(2)^2=2.01.m.$$

$$M_{tx}=0.85M_0=0.85*2.01=1.7t.m.$$

$$M_a=0.5 M_0= 0.5*2.01=1t.m.$$

En travée :**Tableaux V.2: Ferrailage de l'ascenseur en travée et en appui sens x y (ELS)**

H=25cm	B=100 cm	d=22cm	c=3cm	As adoptée=5.42cm²
$\mu =0.024$	$\alpha=0.031$	$\beta=0.987$	As=2.22cm²	4 T12

Sur appui :

H=25cm	B=100 cm	d=22cm	c=3cm	As adoptée=3.14cm²
$\mu =0.014$	$\alpha=0.018$	$\beta=0.992$	As=1.3cm²	4 T10

Sens-y :

$$M_0=0.861 M_{ox}=0.861*2.01=1.73 t.m.$$

$$M_t=0.85M_{0x} =0.85*1.73=1.47 t.m.$$

$$M_a=0.5 M_{0x} = 0.5*1.73=0.865 t.m.$$

En travée :

H=25cm	B=100 cm	d=22cm	c=3cm	As adoptée=4.52cm²
$\mu =0.021$	$\alpha=0.027$	$\beta=0.989$	As=1.94cm²	4 T12

Sur appui :

H=25cm	B=100 cm	d=22cm	c=3cm	As adoptée=3.14cm²
$\mu =0.012$	$\alpha=0.015$	$\beta=0.993$	As=1.13cm²	4 T10

On adopte : vue le grande épaisseur de la dalle 4T12/ml en travée et 4T10/ml en appui

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

On adopte le même ferrailage dans le sens x et y.

En travée :

$$M_s = 1.7 \text{ t.m} \quad A_s = 4.52 \text{ cm}^2.$$

- **Position de l'axe neutre:**

$$bx^2/2 + 15(A's + A_s)x - 15(A'S + A_s d) = 0 \quad A's = 0; A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 100x^2 + 30A_s x - 30A_s d = 0$$

$$\Rightarrow 100x^2 + 30(4.52)x - 30(4.52)22 = 0$$

$$\Delta = 1211667.36 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 1100.75 \Rightarrow x = 4.82 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15A_s (d-x)^2 = 100(4.82)^3/3 + 15(4.52)(22-4.82)^2 = 23730.52 \text{ cm}^4$$

Vérification de σ_s :

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}(d-x)}{I} = 15 * 1.7 * 10^5 (22-4.82) / 23730.52 = 1846.10 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_s = 1846.1 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2020 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{c.v})$$

On augmente le ferrailage $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$.

- **Vérification de σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * x}{I} = 1.7 * 10^5 * 4.82 / 23730.52 = 34.529 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 34.529 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{c.v}).$$

En appui:

$$M_s = 1 \text{ t.m} \quad A_s = 3.14 \text{ cm}^2.$$

- **Position de l'axe neutre:**

$$Bx^2/2 + 15(A's + A_s)x - 15(A'S + A_s d) = 0 \quad A's = 0;$$

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 100x^2 + 30(3.14)x - 30(3.14)22 = 0$$

$$\Delta = 837833.64 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 915.33 \Rightarrow x = 4.1 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15A_s(d-x)^2 = 100(4.1)^3/3 + 15(3.14)(22-4.1)^2 = 17388.677 \text{ cm}^4$$

- **Vérification de σ_s :**

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}(d-x)}{I} = 15 \cdot 1 \cdot 10^5 (22-4.1) / 17388.677 = 1544 \text{ kg/cm}^2.$$

$$1544 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2020 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{c.v.})$$

- **Vérification de σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot x}{I} = 1 \cdot 10^5 \cdot 4.1 / 17388.677 = 23.578 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 23.578 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{c.v.}).$$

5.11. Vérification de l'effort Trenchant:

$$V_u = q_u (l_x \cdot l_y) / 2 \cdot l_y + l_x = (9.69 \cdot 2.2 \cdot 2) / 2 \cdot 2.2 + 2 = 6.35 \text{ t/m.}$$

$$\text{Donc } \tau = V_u / b \cdot d = 6.35 \cdot 1000 / (1 \cdot 0.22) = 2.89 \text{ kg/cm}^2 = 0.289 \text{ MPA.}$$

$$\text{On a } \tau = 0.289 \text{ MPA} < \tau_{lim} = 0.7 \cdot f_e / 1.5 = 1.17 \text{ MPA.}$$

5.12. Vérification de flèche:

- $h/l = 25/200 = 0.125 > M_t / 20M_0 = 0.0425 \dots \dots \dots$ **vérifiée.**
- $M_t > 0.75 M_0 \quad 1.7 > 0.75 \cdot 1.44 = 1.08 \dots \dots \dots$ **vérifiée.**
- $A_s / b \cdot d \leq 2 / f_e \quad 4.52 / 100 \cdot 22 = 0.02 < 0.02 \dots \dots \dots$ **vérifiée.**

Le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

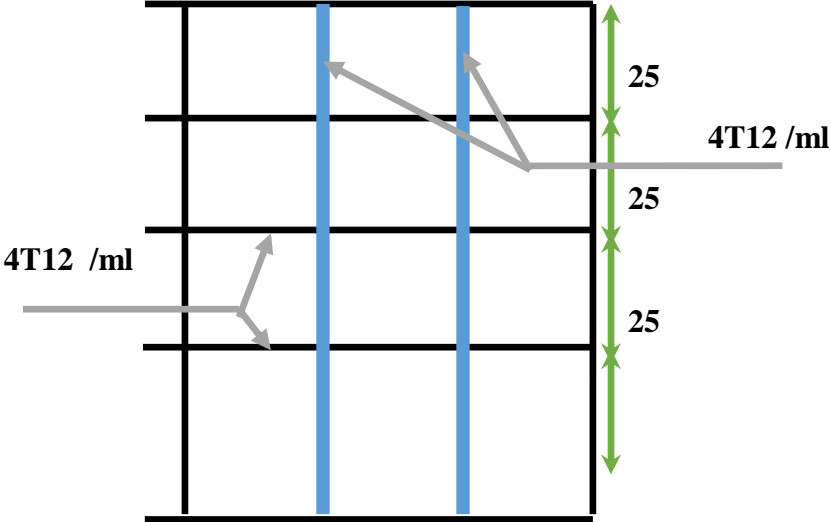


Figure V.8: Ferrailage en travée de la dalle machine(e=25cm)

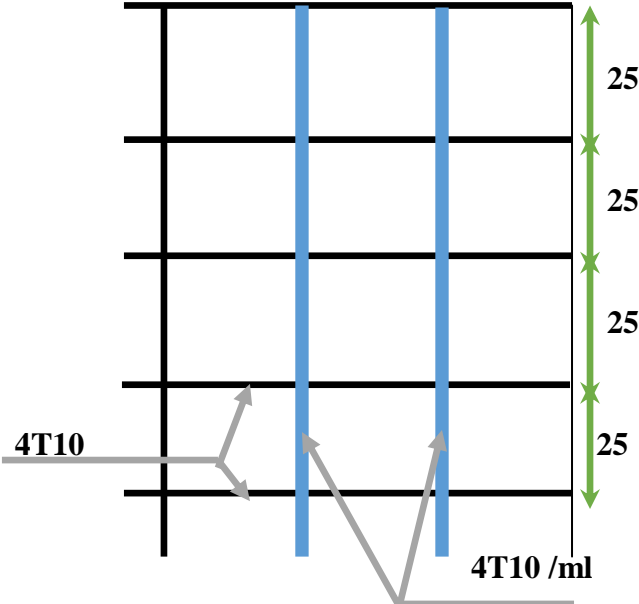


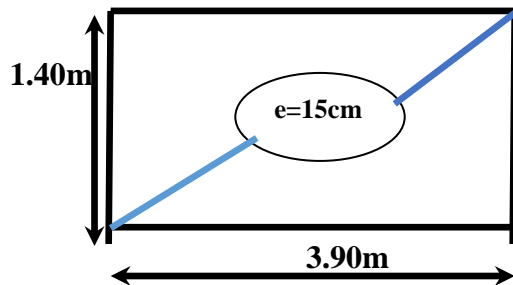
Figure V.9: Ferrailage en appui de la dalle machine(e=25cm)

V.6. Dalle pleine

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé et de portées l_x et l_y . On désigne par l_x la plus petite portée

6.1. Combinaison des charges :

Dalle palier sur trois cotés



$$G_2 = 0.529 \text{ t/m}^2$$

$$Q = 0.250 \text{ t/m}^2$$

$$\rho = l_x / l_y = 1.4 / 3.9 = 0.35 < 0.4 \quad V = 0$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(0.529) + 1.5(0.250) = 1.089 \text{ t/ml}$$

6.2. Moment de la dalle :

(Etat limite ultime) :

- En travée :

$$M_{tx} = 0.1028 q_u l_x^2 = 0.1028 * 1.089 * 1.4^2 = 0.2194 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0.015 q_u l_y^2 = 0.015 * 1.089 * 3.9^2 = 0.2484 \text{ t.m}$$

$$M_{tmax} = 0.248 \text{ t.m}$$

- En appuis : encastrement

$$M_{ax} = -0.3232 q_u l_x^2 = -0.3232 * 1.089 * 1.4^2 = -0.689 \text{ t.m}$$

$$M_{ay} = -0.0471 q_u l_y^2 = -0.0471 * 1.089 * 3.9^2 = -0.78 \text{ t.m}$$

$$M_{amax} = -0.78 \text{ t.m}$$

6.3. Calcul de Ferrailage:

- En travée :

$$M_{tx} = 0.248 \text{ t.m} ; d = 13 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0.248 * 10^5}{(100 * 13^2 * 142)} = 0.010 < 0.392 \Rightarrow A's = 0$$

$$\alpha=0.0125; \quad Z= 12.93\text{cm}; \quad A_s = 0.551\text{cm}^2$$

On adopte : **6HA10** $\Rightarrow A_s=4.6\text{cm}^2$.

- **En appuis :**

$$M_{tx} = -0.78 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.78 \cdot 10^5}{(100 \cdot 13^2 \cdot 142)} = 0.032 < 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha=0.0413 ; \quad Z = 12.785\text{cm} ; \quad A_s = 1.753\text{cm}^2$$

On adopte **6HA10** $\Rightarrow A_s=4.6\text{cm}^2$.

- **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq 0.23 \frac{bdft_{28}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 0.23(100 \cdot 13 \cdot 2.1) / 400 = 1.569 \Rightarrow A_s \geq 1.569\text{cm}^2$$

En travée: $A_s = 4.60\text{cm}^2 > 1.2075\text{cm}^2$ **vérifié.**

En appui : $A_s = 4.60\text{cm}^2 > 1.2075\text{cm}^2$ **vérifié.**

6.4. Moment de la dalle A L'ELS :

$$q_s = G+Q = 0.529 + 0.250 = 0.779 \text{ t/ml}$$

$$\rho = L_x / L_y = 1.4 / 3.9 = 0.35 < 0.4$$

- **En travée :**

$$M_{tx} = 0.1063 q_s l_x^2 = 0.1063 \cdot 0.779 \cdot 1.4^2 = 0.162 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0.0335 q_s l_y^2 = 0.0335 \cdot 0.779 \cdot 3.9^2 = 0.396 \text{ t.m}$$

$$M_{tmax} = 0.396 \text{ t.m}$$

- **En appuis :**

$$M_{ax} = -0.3308 q_s l_x^2 = -0.3308 \cdot 0.779 \cdot 1.4^2 = -0.505 \text{ t.m}$$

$$M_{ay} = -0.0439 q_s l_y^2 = -0.0439 \cdot 0.779 \cdot 3.9^2 = -0.520 \text{ t.m}$$

$$M_{amax} = -0.520 \text{ t.m}$$

- **Vérification à L'E.L.S :**

En Travée :

$$M_{ts} = 0.396 \text{ t.m} ; \quad A_s = 3.14\text{cm}^2$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$(bx^2/2)+15(As+ As')x-15(Asd+ As'c')=0$$

$$x = 3.059\text{cm}$$

- **Moment d'inertie:**

$$I = (bx^3/3)+15As(d-x)^2+15 As'(x-c')^2$$

$$I = 6085.8117\text{cm}^4$$

- **Vérification des contraintes:**

Béton : $\sigma_{bc} = Mts \cdot x / I$

$$\sigma_{bc} = 19.90 \text{ kg/cm}^2 \leq 150 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{vérifié.}$$

Acier : $\sigma_{st} = 15Mts \cdot (d-x) / I$

$$\sigma_{st} = 960.2 \text{ kg/cm}^2 \leq 2020 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{vérifié.}$$

En appuis :

$$M_{as} = 0.520\text{t.m} \quad ; \quad A_s = 3.14\text{cm}^2$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$x = 3.059\text{cm}$$

- **Moment d'inertie:**

$$I = 6085.8117\text{cm}^4$$

- **Vérification des contraintes:**

Béton : $\sigma_{bc} = 26.137 \text{ kg/cm}^2 \leq 150 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{vérifié.}$

Acier : $\sigma_{st} = 1274.107 \text{ kg/cm}^2 \leq 2020 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{vérifié.}$

- **Justification de l'effort tranchant :**

$$V_u = (q_u \cdot l_x \cdot l_y) / (2l_y + l_x) = (1.089 \cdot 1.4 \cdot 3.9) / ((2 \cdot 3.9) + 1.4) = 0.646 \text{ t/m}$$

$$\tau_u = V_u / b \cdot d = 0.646 / (100 \cdot 13) = 0.00049 \text{ kg / cm}^2 < 3.25$$

6.5. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mtu}{15Mo} \Rightarrow 15/140 = 0.107 > 0.248 / (15 \cdot 0.2668) = 0.061 \quad \text{vérifié.}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{3.6}{fe} \Rightarrow 3.14 / (100 \cdot 13) = 0.002 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \text{vérifié.}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

V.7. La dalle flottante

7.1. Définition :

La dalle flottante repose uniquement sur le sol, elle n'est pas liée avec les longrines. On doit réaliser un joint sec d'épaisseur de 2cm entre la dalle flottante et les longrines. La dalle flottante a une épaisseur de 15cm, elle repose sur le hêrrissonage empêchant la remontée de l'eau par capillarité

La dalle flottante a une épaisseur de 15cm.

7.2. Ferrailage de la dalle flottante :

Le ferrailage de la dalle flottante est donné forfaitairement par des nappes de treillis de $\varnothing 8$ soit 4 $\varnothing 8$ par mètre dans les deux sens ($e=25$ cm).

Donc on adopte un treillis soudé de diamètre 6 et maille de (20* 20) cm².

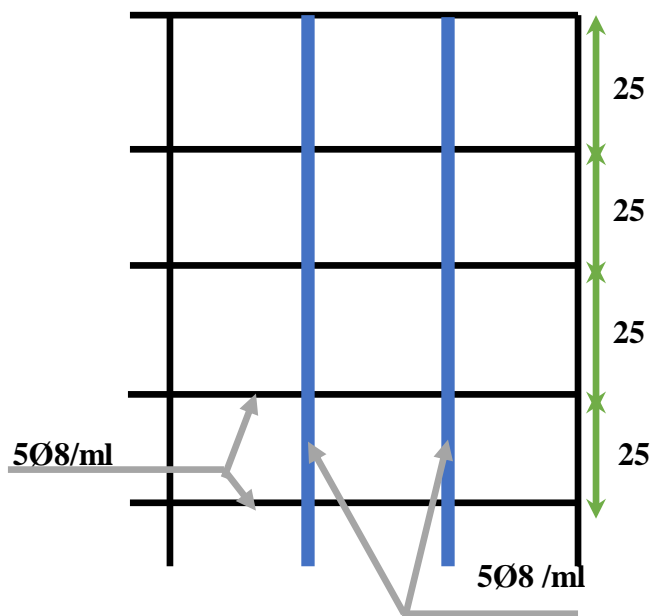


Figure V.10. : Ferrailage de dalle flottante ($e=15$ cm)

V .8.Longrine :

8.1. Introduction :

Les longrines sont des poutres de chaînage reposants sur le sol, elles situées juste au-dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis entre les poteaux de même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction

8.2. Définition :

La longrine a pour rôle d'assurer la stabilité de la Construction et d'assurer aussi un chaînage de basse permettant la rigidité de fondation.

Les longrines doivent calculer pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

- $N/15$ pour terrain de consistance moyenne.
- $N/10$ pour terrain meuble.

8.3. Pré dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie (S2), les dimensions minimales de la section transversal des longrines sont (25x30) cm selon R.P.A 99/V2003(Art10.1.1).

On adopte : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

Pour notre projet ont choisi des longrines de **(30*40) cm²**.

8.4. Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force « F » égale à : 20 KN

$$F = N / \alpha$$

N : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

α : Coefficient de site en fonction de la zone sismique.

8.5. Ferrailage :

D'après RPA 99/VER2003 ;

Le ferrailage minimum doit être de : 0.6% $b \cdot h$.

L'espacement des cadres ne doit pas dépasser le minimum de (20cm ; 15 Φ).

Les longrines sont des éléments travaillant à la traction sous l'action de la force F, a pour objet de chaîner les poteaux.

La section de longrine est de **(30x40) cm²**.

$$F = N / \alpha \geq 20 \text{ KN.}$$

$N = 1424,220 \text{ KN}$.

- D'après RPA99 : $\alpha = 10$ «S3, zone II »

$F = 142,422 \geq 20 \text{ KN}$.

- D'après RPA99/2003 : $\alpha = 12$ «S3, zone III»

$F = 118,685 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN}$.

Le Ferrailage de Longrine :

Les Armatures Longitudinales :

$A \geq F / \sigma_s = 4,092 \text{ cm}^2$ «zone III».

$A \geq F / \sigma_s = 3,41 \text{ cm}^2$ «zone II».

D'après RPA :

$A_{\min} = 0,6 \% b.h = 7,20 \text{ cm}^2$.

On prend $A = 7,20 \text{ cm}^2 \longrightarrow 6T14$.

Les Armatures Transversales :

On adopte un cadre + épingle de T8. $A = 2,01 \text{ cm}^2$.

Escapement: $St \leq \min(20 \text{ cm}; 15 \Phi)$ $St = 20 \text{ cm}$.

D'après RPA99 : Zone courante : $St = 10 \text{ cm}$.

Zone nodale : $St = 20 \text{ cm}$.

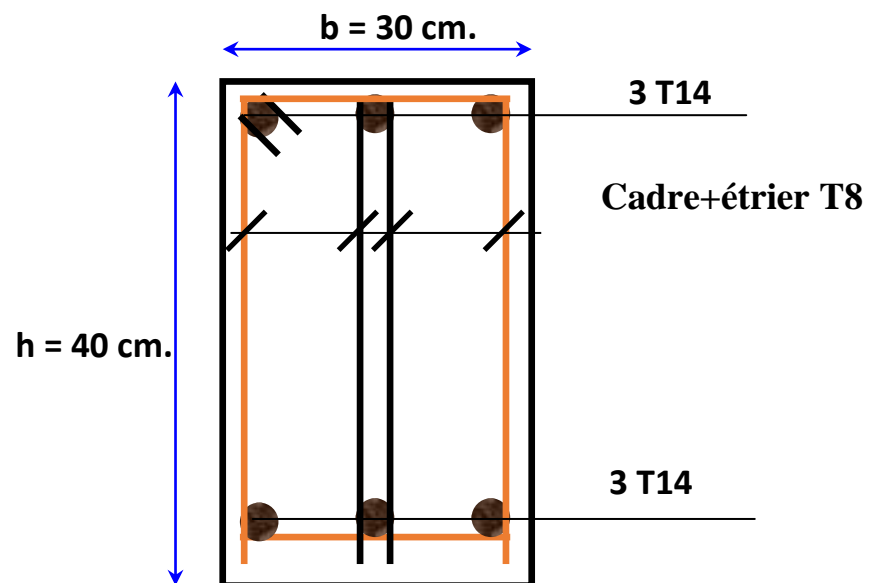


Figure V.11. : Ferrailage de longrine.

Chapitre VI:

**Etude dynamique
et sismique**

Etude dynamique et sismique

VI.1. Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Cela implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

VI.2. L'objectif de cette étude sismique :

Le but de ce chapitre est de déterminer quelles sont les sollicitations qu'engendre un séisme, et cela à chaque niveau du bâtiment.

VI.3. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure.

On citera :

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

3.1. La méthode statique équivalente :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des constructives garantissant à la structure :

Une ductilité suffisante ; une capacité de dissiper l'énergie vibration transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

- **Conditions d'application de la méthode statique équivalente:**

-Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones IetII et à 30m en zone III.
-Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autre les conditions de hauteur énoncées en (a), Les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :tous groupes

Zone IIa: Groupe d'usage3

- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7niveaux ou 23m
- Groupe d'usage IB, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m
- Groupe d'usage IA, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m

Zone Ib et III :

- Groupe d'usage 3et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m
- Groupe d'usage IB, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m
- Groupe d'usage IA, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m

VI.4. La méthode d'analyse modalespectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

4.1. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale:

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

VI.5. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes.

VI.6. Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau de sécurité, économique et social.

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation d'une hauteur égale à 39.25m situé à ANNABA(Zone IIa), il sera classé au groupe d'usage 2.

- L'ouvrage est régulier en plan et régulier en élévation
- Système de contreventement : *Structure en portiques contreventée par des voiles*

VI.7. Classification du site :

D'après l'article 3.3(RPA99version2003), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- Catégorie S1 (siterocheux)
- Catégorie S2 (siteferme)
- Catégorie S3 (sitemeuble)
- Catégorie S4 (site trèsmeuble)

La structure à étudier est implantée dans un site de catégorie S3 (site meuble).

7.1. La méthode d'analyse 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 spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Spectre de réponse de calcul.

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

A : Coefficient d'accélération de zone

η : Coefficient de correction d'amortissement

Q : Facteur de qualité

W : Poids de la structure

T_1, T_2 : Période caractéristiques associées à la catégorie du site

R : Coefficient de comportement

VI.8. Calcul de la force sismique totale :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure Soit:

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

RPA99/version 2003 (art 4, 2,3)

A: coefficient d'accélération de zone.

R: coefficient de comportement global de la structure

W : Poids de la structure. Le poids total W du bloc 1 de notre projet a été calculé à partir du logiciel ROBOT MILLENNIUM, il est estimé d'une valeur

Q: facteur de qualité ; La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q=1+\Sigma Pq$

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

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

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

- Poids de la structure sous (G + 0.2 Q) :
 $W = 3142.71 \text{ t}$ (Valeur déduite du fichier de calcul sous ROBOT)
- Coefficient d'accélération de zone **A** :
 $A = 0.15$ (Zone sismique (2A), Groupe d'usage (2))
- Coefficient de comportement de la structure **R** :
 $R = 5$ (Portiques contreventés par des voiles)
- Facteur de qualité **Q** :
 $Q = 1.15$ ($Q = 1 + 0 + 0.05 + 0 + 0 + 0.10$)

8.1. Coefficient de Correction d'amortissement :

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0.7$$

ζ : Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4-2 (RPA99/version2003) Dans notre cas $\zeta = 10\% \rightarrow \zeta = 10\%$

$$\zeta = 10\% \rightarrow \eta = 0.76$$

8.2. Estimation empirique de la période fondamentale :

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

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

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au Dernier niveau (N).

Dans notre cas : $h_N = 39.25 \text{ m}$.

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage

Dans notre cas : $C_T = 0.090$.

8.3. Période fondamentale (T) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

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

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6', $C_T = 0,05$ le cas 4.

Dans les cas n° 4 on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{a) } T = C_t h_n^{3/4} \\ \text{b) } T(x, y) = \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D}} \end{array} \right.$$

hn: hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'à 'au Dernier niveau (N) :

***Périodes Caractéristiques T1; T2 :**

On a pour un site meuble (S2) $\Rightarrow T_2 = 0,4 \text{ sec}$, $T_1 = 0,15 \text{ sec}$.

***Périodes:**

$$T_{\text{théorique}} = 0.050 \times 39.25^{5/4} = 0.78 \text{ sec} \rightarrow T = \mathbf{0.78 \text{ sec}}$$

- **Sons longitudinale :**

Selon RBA 99-version 2003 :

T : période fondamentale de la structure.

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à la basse dans la direction de Calcul considérée.

- **Sons X :**

$$L_X = 17.70 \text{ m}$$

$$T_x = 0.09 h_n / \sqrt{D_x} = 0.09 * 39.25 / \sqrt{18} = \mathbf{0.83 \text{ s}} \quad T_2 \leq T_x \leq 3 \text{ s}$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = 2,5 \cdot \eta (T_2/T)^{2/3} = 2.5 * 0.882 (0.4/0.83)^{2/3} = \mathbf{1.98}.$$

- **Sons Y :**

LY=19.4m

$$T' = 0.09h_n / \sqrt{D_y} = 0.09 * 39.25 / \sqrt{19.7} = \mathbf{0.80s} \quad T_2 \leq T_x \leq 3s$$

$$D = 2,5 \cdot \eta \cdot (T_2/T)^{2/3} = 2.5 * 0.882 * (0.4/0.80)^{2/3} = \mathbf{2.13}$$

❖ Calcul les efforts sismique :

-calcul l'effort sismique pour longitudinal

$$V_x \text{ statique} = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} * W = 0.15 * 1.98 * 1.15 * 3142.71 / 5 = 214.67t$$

-calcul l'effortsismique pour transversal :

$$V_y \text{ statique} = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} * W = 0.15 * 2.13 * 1.15 * 3142.71 / 5 = 230.94,42t$$

VI.9.Résultats de calcul :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	1,37	0,73	66,82	1,69	0,0	66,82	1,69	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 2	1,51	0,66	69,66	54,89	0,0	2,83	53,21	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 3	1,70	0,59	69,89	69,35	0,0	0,23	14,46	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 4	5,34	0,19	85,89	69,45	0,0	16,00	0,10	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 5	6,13	0,16	86,14	83,27	0,0	0,25	13,82	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 6	7,04	0,14	86,23	86,95	0,0	0,09	3,68	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 7	10,12	0,10	90,83	86,95	0,0	4,60	0,00	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 8	12,42	0,08	90,85	91,42	0,0	0,01	4,48	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 9	13,19	0,08	91,63	92,52	0,0	0,78	1,10	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 10	13,45	0,07	91,72	92,61	0,0	0,09	0,09	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 11	14,06	0,07	92,72	92,97	0,0	1,00	0,36	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 12	15,10	0,07	92,72	93,12	0,0	0,00	0,15	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 13	15,95	0,06	93,74	93,15	0,0	1,02	0,03	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 14	17,30	0,06	93,82	94,43	0,0	0,07	1,28	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 15	17,72	0,06	93,82	94,45	0,0	0,00	0,02	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 16	17,87	0,06	93,95	94,91	0,0	0,13	0,46	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 17	18,16	0,06	93,99	95,17	0,0	0,04	0,26	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
3/ 18	18,71	0,05	94,36	95,49	0,0	0,37	0,32	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0

Tableau VI-1 : de mode et des périodes

-Tableau: période et facteur de participation massique

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale $T=0.73sec$
- ✓ Le 1^{er} et 2^{ème} mode sont des modes de translation
- ✓ Le 3^{ème} mode est un mode détorsion

Les 15 éme modes est suffisant pour que la masse modale atteint les 90% (selon RPA 99

version 2003)

VI.10.Vérification de la période :

Selon les RPA 99V 2003, il y a la condition suivante à vérifier (art 4-2-4-4) :

$$T_{\text{theorique}} = C_t * h_N^{3/4}$$

$$T_{\text{calcul}} \leq 1.3 * T_{\text{theorique}}$$

Donc :

$$T_{\text{theorique}} = 0.050 \times 39.25^{3/4} = 0.78 \text{ sec} \rightarrow T = \mathbf{0.78 \text{ sec}}$$

$$1.3 * T_{\text{theorique}} = 1.3 * 0.78 = \mathbf{1.01s}$$

$$T_{\text{calcul}} = \mathbf{0.73} < 1.3 * T_{\text{theorique}} \dots \dots \dots \mathbf{vérifiée.}$$

VI.11.vérification des forces sismiques :

- Sens x :

On compare la valeur de EX par rapport a la valeur de force sismique :

EX= 332.45t

V=214.67t

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

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

$V_t/V > 0.80 \Rightarrow E_x/V > 0.80$

Noeud/Cas/Mode	FX [tf]	FY [tf]	FZ [tf]	MX [tfm]	MY [tfm]	MZ [tfm]
Cas	4 - Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_X					
Mode CQC						
Somme totale	346,93	186,79	1942,92	39,95	88,62	1,88
Somme réactions	332,45	30,56	0,00	439,91	4631,86	3588,88
Somme efforts	332,45	30,56	0,0	439,92	4631,89	3588,92
Vérification	664,89	61,13	0,00	879,84	9263,76	7177,80
Précision	3,00728e-002	5,21754e-004				

Tableau VI.2 :des réactions à la base sous x

$$\frac{V_x \text{ dynamique}}{V_x \text{ statique}} = 332.45t / 214.67 = \mathbf{1.54} > \mathbf{80\%} \dots \dots \dots \mathbf{vérifié}$$

- Sens-y :

Noeud/Cas/Mode	FX [tf]	FY [tf]	FZ [tf]	MX [tfm]	MY [tfm]	MZ [tfm]
Cas	5 - Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_Y					
Mode CQC						
Somme totale	119,89	369,83	2378,74	122,43	29,86	1,61
Somme réactions	30,57	344,76	0,00	4784,06	450,40	5357,51
Somme efforts	30,57	344,76	0,0	4784,11	450,40	5357,52
Vérification	61,14	689,51	0,00	9568,17	900,79	10715,03
Précision	3,00728e-002	5,21754e-004				

Tableau VI.3. :Des réactions à la base sous y

$$\frac{V_y \text{ dynamique}}{V_y \text{ statique}} = 344.76/230.94 = 1.49 > 80\% \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

- Extrême globaux :

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
MAX	21,31	0,73	94,67	96,60	0,0	66,82	53,21	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	24	1	24	24	1	1	2	1	1	1	1
MIN	1,37	0,05	66,82	1,69	0,0	0,00	0,00	0,0	4608233,94	4608233,94	0,0
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	1	24	1	1	1	12	7	1	1	1	1

Tableau VI.4 :Extrême globaux

VI.12.Nombre de modes à considérer:

D’après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :

Pour les structures représentées, par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l’excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chacune des directions considéré

VI.13. Disposition de contreventement :

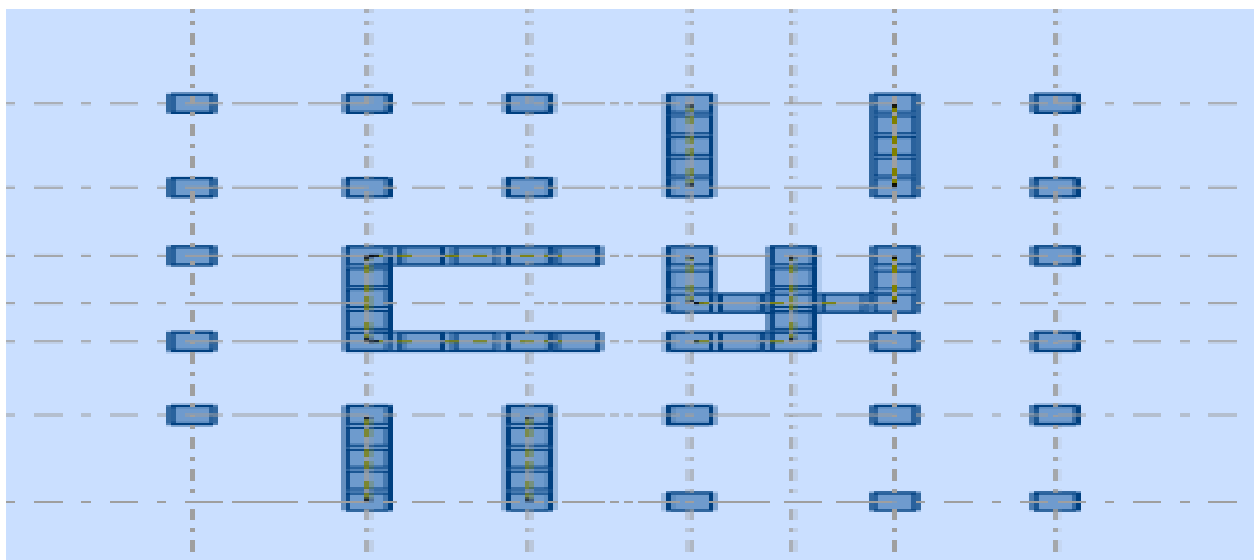


Figure VI.1.: La disposition des voiles

VI.14. JUSTIFICATION VIS A VIS DES DEFORMATIONS :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

D'après les résultats de Robot 2020 (on prend le déplacement relatif direct)

Niveau	U_x (cm)	rU_x (cm)	Δk (m)	admissible (m)	vérification
Etage 1	0.4	0.4	0.004	4.08	vérifie
Etage 2	1.1	0.7	0.007	4.08	vérifie
Etage 3	1.8	0.7	0.007	3.06	vérifie
Etage 4	2.6	0.8	0.008	3.06	vérifie
Etage 5	3.4	0.8	0.008	3.06	vérifie
Etage 6	4.2	0.9	0.009	3.06	vérifie
Etage 7	5.1	0.9	0.009	3.06	vérifie
Etage 8	5.9	0.8	0.008	3.06	vérifie
Etage 9	6.7	0.8	0.008	3.06	vérifie
Etage 10	7.5	0.8	0.008	3.06	vérifie
Etage 11	8.2	0.7	0.007	3.06	vérifie
Etage 12	8.6	0.3	0.003	3.06	vérifie

Tableau VI-5: déplacements relatifs de la structure sens x-x

Niveau	U_y (cm)	rU_y (cm)	Δk (m)	admissible (m)	vérification
Etage 1	0.2	0.2	0.002	4.08	vérifier
Etage 2	0.7	0.5	0.005	4.08	vérifier
Etage 3	1.1	0.4	0.004	3.06	vérifier
Etage 4	1.7	0.5	0.005	3.06	vérifier
Etage 5	2.3	0.6	0.006	3.06	vérifier
Etage 6	2.9	0.6	0.006	3.06	vérifier
Etage 7	3.6	0.7	0.007	3.06	vérifier
Etage 8	4.3	0.7	0.007	3.06	vérifier
Etage 9	5.0	0.7	0.007	3.06	vérifier
Etage 10	5.7	0.7	0.007	3.06	vérifier
Etage 11	6.4	0.7	0.007	3.06	vérifier
Etage 12	7.1	0.7	0.007	3.06	vérifier

Tableau VI-6: déplacements relatifs de la structure sens y-y

VI.15. JUSTIFICATION VIS A 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 :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

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

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W G_i + B W q_i)$$

V_k : effort tranchant d’étage au niveau "k" :
$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

(Voir paragraphe 4.2.10)

h_k : hauteur de l’étage « k »

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l’action sismique calculés au moyen d’une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionné

Etage	Nom	Pk (KN)	dux [m]	Fx [kN]	HK	$\theta \leq 0.10$	La vérification
1	Etage 1	57811.5089	0,004	1968.94	2.89	0,02878602	Vérifier
2	Etage 2	52519,5338	0.007	1910.28	3.74	0,04716955	vérifier
3	Etage 3	46919.4791	0.007	1820.31	3.74	0,05896165	vérifier
4	Etage 4	41604.6597	0.008	1714.01	3.06	0,06345964	vérifier
5	Etage 5	37542.2012	0.008	1594.26	3.06	0,059872645	vérifier
6	Etage 6	31579,8632	0.009	1460.13	3.06	0,063245679	vérifier
7	Etage 7	24879.5430	0.009	1316.74	3.06	0,058976423	vérifier
8	Etage 8	21546.2045	0.008	1160.92	3.06	0,048659875	vérifier
9	Etage 9	16332.5497	0.008	983.57	3.06	0,03847592	vérifier
10	Etage 10	11336.6541	0.008	776.44	3.06	0,02685974	vérifier
11	Etage 11	6526,1757	0.007	512.52	3.06	0,01256978	vérifier
12	Etage 12	1545,4382	0.003	177.84	3.06	0,00851809	vérifier

Tableau VI.7: justification vis à vis de l’effet p-Δ

Donc : $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en

amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Chapitre VII:

*Etude portique
et voiles*

Etude des portiques

VII.1. Introduction

L'étude des portiques sera effectuée en se basant sur le calcul du portique le plus défavorable et sous différentes sollicitations. Le portique est constitué par l'assemblage des poteaux et des poutres.

Définition :

- **Poteaux :**

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appui pour transmettre les charges aux fondations.

Ils sont sollicités en compression simple ou en flexion composée.

- **Poutres :**

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple.

L'étude des portiques (poteaux, poutres) sous charges verticales et horizontales, nous permet de les ferrailer sous les différentes sollicitations, ce calcul est assuré par (robot).

- **Nœud :**

Point d'assemblage de poteaux et poutres, il est considéré comme sensible, parce qu'il est le point de transmission des charges.

VII.2. Ferrailage des portiques

➤ **Combinaisons d'actions :**

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- **G** : charges permanentes.
- **Q** : charge d'exploitations.
- **E** : efforts sismiques.

➤ **Les combinaisons prises en compte sont :**

BAEL 91 : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires.

$1.35G + 1.5Q \rightarrow$ **ELU**

$G + Q \rightarrow$ **ELS**

RPA99.V2003 : Combinaisons accidentelles;

$0.8 * G \pm E$

$G + Q \pm E \rightarrow$ **ELA**

$\{ 0.8 * G \pm E$

$G + Q \pm E \} \rightarrow$ **Poteaux**

$\{ 0.8 * G \pm E$

$G + Q \pm E \} \rightarrow$ **Poutres**

Remarque :

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel ROBOT.

VII.3.Ferraillage réglementaire :

➤ **Recommandation du RPA99/V2003 :**

1) Armatures longitudinales :

- Armatures minimales : 0.5% B en zone IIa.
- Armatures maximales : $\left\{ \begin{array}{l} 4\% \times B \\ 6\% \times B \text{ en zone recouvrement } 4\% \text{ en zone courante} \end{array} \right.$

Longueur de recouvrement est de 40ϕ . En zone IIa (RPA99/V2003)

Avec :

B : Section de la poutre

2) Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t \min} = 0,003 \cdot S \cdot b$$

Avec :

b : Largeur de la section.

S : L'espacement des armatures transversales.

- L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :
Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min (h / 4 ; 12/\Phi)$$

En dehors de la zone nodale :

$$S = h / 2$$

➤ **Règlement BAEL.91 : [BAEL91r99 /art-A.4.1,1] :**

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e)$$

⇒ Pour les armatures tendues (BAEL91)

VII.4.Ferraillage des poutres:

Le calcul des poutres est effectué pour chaque axe en fonction des moments maximums en travée et en appui, les calculs seront donc faits en flexion simple à partir du règlement B.A.E.L 91; puis, on se rapportera au règlement du R.P.A 99 pour vérifier le ferraillage minimum qui est fonction de la section du béton.

4.1. Poutres principales (30*40) cm² :

A. Zone 1 : RDC jusqu'à 9eme étage

❖ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

- Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

En travée :

$$M_u = 6.04 \text{ t.m}$$

$$d=37.5\text{cm}$$

$$\sigma_{bc}=142\text{kg/cm}^2.$$

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6.04 \times 10^5}{30 \times (37.5)^2 \times 142} \Rightarrow \mu = 0.100 \langle \bar{\mu} = 0.392 \Rightarrow A'_s=0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.078)}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.0101 \langle \bar{\alpha} = 0.668$$

$$\mu < 0.186 \Rightarrow \sigma = 3480 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0101 = 0.96$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_s = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.04 \times 10^5}{0.96 \times 37.5 \times 3480} \Rightarrow A_s = 4.82 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}})$$

On adopte **4T14** **As=6.16 cm²**.

- **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 b \cdot d \cdot f_t / f_e$$

$$A_{\text{min}} \geq 23 \cdot 30 \cdot 37.5 \cdot (2.1/400) = 1.34 \text{ cm}^2.$$

$$A = 4.62 \text{ cm}^2 > 1.34 \text{ cm}^2 \quad (\text{verifier}).$$

En Appui :

$$Mu = 7.75 \text{ t.m}$$

$$d = 37.5 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = 142 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7.57 \times 10^5}{30 \times (37.5)^2 \times 142} \Rightarrow \mu = 0.12 \langle \bar{\mu} = 0.392 \Rightarrow A'_s=0.$$

$$\mu < 0.186 \Rightarrow \sigma = 3480 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0126 = 0.994$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_s = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.57 \times 10^5}{0.994 \times 37.5 \times 3480} \Rightarrow A_s = 5.97 \text{ cm}^2.$$

Aadoptif = max (Acal ; Amin)

On adopte **5T14** **As=7.70cm²**.

- **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$A_{min} \geq 0.23 b \cdot d \cdot f_t / f_c$

$A_{min} \geq 0.23 \cdot 30 \cdot 37.5 \cdot (2.1/400) = 1.34 \text{ cm}^2.$

A=6.03cm²>1.54cm² (verifier).

Selon RPA:

$A_{min} = 0.5\% b \cdot h = 0.005 \cdot 30 \cdot 40 = 6.00 \text{ cm}^2.$

As travée + As appui = 12.32 cm² > 6.00cm²..... (Vérifier).

- ❖ **Etat limite service (ELS) :**

En travée :

M= 4.56 t.m

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + 15(A_s + A's) - 15(A's \cdot c' + A_s \cdot d) = 0.$$

$$\frac{30x^2}{2} + 15(9.24) - 15(9.24)(37.5) = 0$$

$$15x^2 + 69.3x - 2598.75 = 0$$

x = 11.05cm.

- **Le moment d'inertie de la section homogène :**

$$I = \frac{bx^3}{2} + 15A_s(d-x)^2 - 15A's(x-c') = \frac{30(11.05)^3}{2} + 15(4.62)(37.5-11.05)^2$$

I = 50315.09 cm⁴

- **Vérification de contrainte dans le béton:**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_c = 0.6 \cdot 25 = 150 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms.x}{I} = \frac{4.56 \times 10^5 \cdot 11.05}{50315.09} = 34.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_c = 34.26 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma_{bc}} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (v).$$

- **Vérification de contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_s = \frac{15.Ms(d-x)}{I} = \frac{15 \times 4.56 \times 10^5 (37.5 - 11.05)}{50315.09} = 1230.10 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1230.10 \text{ kg/cm}^2 \leq \overline{\sigma_s} = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (v).$$

En Appui:

$$M = 6.35 \text{ t.m}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + 15(As + A's) - 15(As'.c' + As.d) = 0.$$

$$\frac{30x^2}{2} + 15(7.70) - 15(7.70)(37.5) = 0$$

$$15x^2 + 115.5x - 4331.25 = 0$$

$$x = 13.57 \text{ cm.}$$

- **Le moment d'inertie de la section homogène :**

$$I = \frac{bx^3}{2} + 15As(d-x)^2 - 15A's(x-c') = \frac{30(13.57)^3}{2} + 15(7.7)(37.5 - 13.57)^2$$

$$I = 103623.174 \text{ cm}^4$$

- **Vérification de contrainte dans le béton:**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_c = 0.6 \cdot 25 = 150 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms.x}{I} = \frac{6.35 \times 10^5 \cdot 13.57}{103623.174} = 83.15 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow$$

$$\sigma_c = 83.15 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma_{bc}} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (c.v).$$

- **Vérification de contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_s = \frac{15.Ms(d-x)}{I} = \frac{15 \times 6.35 \times 10^5 (37.5 - 13.57)}{103623.174} = 2199.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 2199.63 \text{ kg/cm}^2 > \overline{\sigma_s} = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (c.n.v)$$

$$\Rightarrow \text{On a } \lambda = 1 + \frac{30.M_{ser}}{bd^2 \times \overline{\sigma_s}} = \frac{30 \times 6.35 \times 10^5}{30 \times (37.5)^2 \times 2020} \Rightarrow \lambda = 0.223.$$

$$\cos \Phi = \lambda^{-2/3} = 0.223^{-2/3} = 0.371 \Rightarrow \Phi = 68.40^\circ.$$

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos(240 + \Phi) = 0.357.$$

$$A_s = \frac{bd\alpha^2}{30(1-\alpha)} = \frac{30 \times 42.5 \times 0.357^2}{30(1-0.357)} = 8.43 \text{ cm}^2.$$

On adopte **6T14** $A_s = 9.24 \text{ cm}^2$.

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma_s}}{n} \left(\frac{\alpha}{1-\alpha} \right) = \frac{2020}{15} \left(\frac{0.357}{1-0.357} \right) = 74.76 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{bc} = 74.76 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma_{bc}} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (\text{c.v}).$$

❖ Verification de effort tranchant:

$$\tau_u = T_u / b * d = \frac{8.5 \times 10^3}{30 \times 37.5} = 6.67 \text{ kg/cm}^2 = 0.667 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{ 0.15 f_{cj} ; 4 \text{ MPA} \} = 3.75 \text{ MPA}.$$

$$\tau_u = 0.667 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\tau_u} = 3.75 \text{ MPA} \quad (\text{c.v}).$$

❖ Les armatures transversales :

Selon le B.A.E.L 91:

$$\Phi \leq \min(h/35 ; \Phi_l ; b/10) = \min(40/30 = 1.33 , 1.4 , 30/10 = 3)$$

$$\Phi \leq 1.33 \text{ cm}^2.$$

On adopte **T8** $\rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$.

❖ L'espacement des cadres :

Selon le R.P.A 99 :

▪ **Condition de résistance :**

$$St_1 \leq \frac{0.8 * A_t * f_e}{b * \tau_u} = \frac{0.8 * 2.01 * 4000}{30 * 6.67}$$

$$St_1 \leq 32.14 \text{ cm}.$$

▪ **Condition d'espacement maximale :**

$$St \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}).$$

$$St_2 \leq \min (0.9*37.5=33.75; 40\text{cm}) \longrightarrow St_2 \leq 33.75\text{cm}.$$

Zone nodale :

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\Phi).$$

$$S_t \leq \min (40/4=10; 12*1.4=16.8).$$

$$S_t \leq 10$$

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

Zone courante:

$$S_t \leq h/2=40/2=20.$$

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

$$15\text{cm} < 32.14\text{cm}$$

$$15\text{cm} < 33.75\text{cm} \dots\dots\dots (\text{c.v}).$$

Section des armatures transversales :

Selon RPA99/ver2003:

$$At=0.003*S*b$$

$$\textbf{Zone nodale : } 0.003*10*30=0.9\text{cm}^2 < 2.01\text{cm}^2 \dots\dots\dots (\text{c.v}).$$

$$\textbf{Zone courante: } 0.003*20*30=1.80\text{cm}^2 < 2.01\text{cm}^2 \dots\dots\dots (\text{c.v}).$$

- En zone courante $As_{1\text{ max}} = \frac{4}{100} 30*40 \Rightarrow As_{1\text{ max}} = 48\text{cm}^2.$
- en zone de recouvrement $As_{2\text{ max}} = \frac{6}{100} 30*40 \Rightarrow As_{2\text{ max}} = 72\text{cm}^2.$
- longueur minimale de recouvrement $L=40\Phi = 40*1.4=56\text{cm}.$

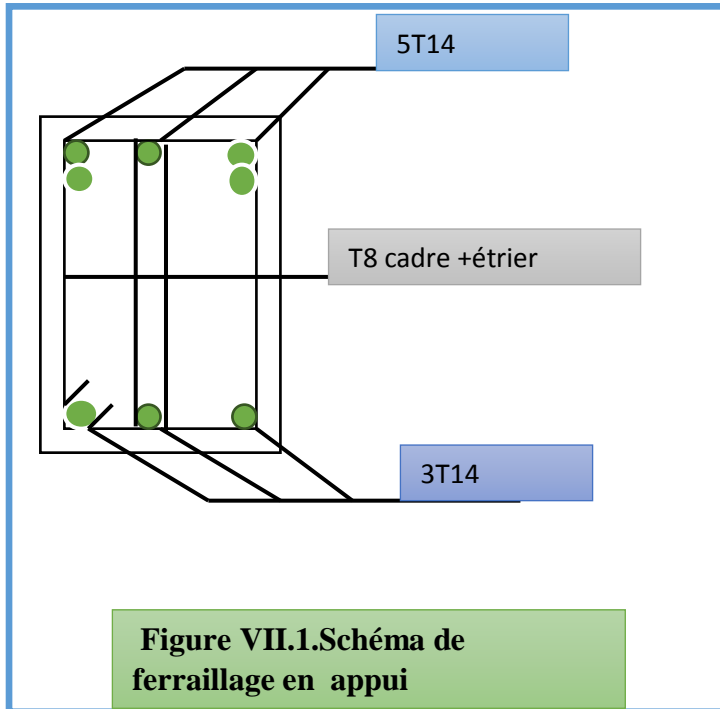


Figure VII.1.Schéma de ferrailage en appui

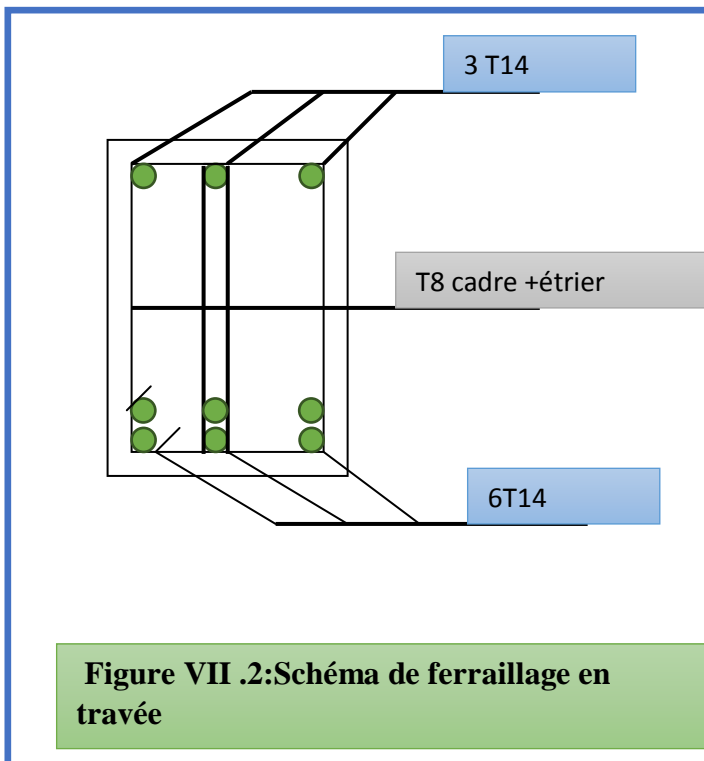


Figure VII .2:Schéma de ferrailage en travée

B. Zone 2 : Terrasse et toiture :**❖ Etat limite ultime (E.L.U) :****En travée :**

$$M_u = 6.68 \text{ t.m}$$

$$d = 42.5 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = 142 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6.68 \times 10^5}{30 \times (37.5)^2 \times 142} \Rightarrow \mu = 0.11 \langle \bar{\mu} = 0.392 \Rightarrow A's = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.11)}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.14 \langle \bar{\alpha} = 0.668$$

$$\mu < 0.186 \Rightarrow \sigma = 3480 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.11 = 0.94$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma} = \frac{6.68 \times 10^5}{0.94 \times 37.5 \times 3480} \Rightarrow A_s = 5.44 \text{ cm}^2.$$

On adopte **5T14** → **As=7.70cm²**.**• Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq 0.23 b \cdot d \cdot f_t / f_e$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot 30 \cdot 42.5 \cdot 2.1 / 400 = 1.54 \text{ cm}^2.$$

$$A = 4.62 \text{ cm}^2 > 1.54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{c.v}).$$

En Appui :

$$M_u = 8.02 \text{ t.m} ,$$

$$d = 37.5 \text{ cm} ,$$

$$c = 2.5 \text{ cm} ,$$

$$F_{bc} = 142 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \times F_{bc}} = \frac{8.02 \times 10^5}{30 \times (37.5)^2 \times 142} \Rightarrow \mu = 0.13 \langle \bar{\mu} = 0.392 \Rightarrow A's = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.13)}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.18 \langle \bar{\alpha} = 0.668$$

$$\mu < 0.186 \Rightarrow \sigma = 3480 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.137 = 0.92$$

$$A_s = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.02 \times 10^5}{0.92 \times 37.5 \times 3480} \Rightarrow A_s = 6.67 \text{ cm}^2.$$

On adopte **5T14** $\rightarrow A_s = 7.70 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq 0.23 b \cdot d \cdot f_t / f_e.$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot 30 \cdot 42.5 \cdot (2.1/400) = 1.54 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 6.03 \text{ cm}^2 > 1.54 \text{ cm}^2 \quad (\text{c.v.}).$$

Selon RPA:

$$A_{\min} = 0.5\% b \cdot h = 0.005 \cdot 30 \cdot 40 = 6.00 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \text{ travée} + A_s \text{ appui} = 15.40 \text{ cm}^2 > 6.00 \text{ cm}^2 \quad (\text{c.v.}).$$

❖ **Etat limite service (ELS) :**

En travée :

$$M = 4.78 \text{ t.m}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + 15(A_s + A' s) - 15(A_s' \cdot c' + A_s \cdot d) = 0.$$

$$\frac{30x^2}{2} + 15(7.70) - 15(7.7)(37.5) = 0.$$

$$15x^2 + 69.3x - 2945.25 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 522 \quad x = 13.57 \text{ cm.}$$

- **Le moment d'inertie de la section homogène :**

$$I = \frac{bx^3}{2} + 15A_s(d-x)^2 - 15A' s(x-c') = \frac{30(13.57)^3}{2} + 15(7.7)(37.5-13.57)^2.$$

$$I = 103623.180 \text{ cm}^4$$

- **Vérification de contrainte dans le béton:**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_c = 0.6 \cdot 25 = 150 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{4.78 \times 10^5 \cdot 13.57}{103623.180} = 36.40 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{bc} = 36.40 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma_{bc}} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (\text{c.v}).$$

- **Vérification de contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_s = \frac{15.M_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 4.78 \times 10^5 (37.5 - 13.57)}{103623.180} = 962.99 \text{ kg/cm}^2 .$$

$$\sigma_s = 962.99 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma_s} = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (\text{c.v}).$$

En Appui:

$$M = 6.86 \text{ t.m}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + 15(As + A's) - 15(As'.c' + As.d) = 0 .$$

$$\frac{30x^2}{2} + 15(7.7) - 15(7.7)(37.5) = 0$$

$$15x^2 + 115.5x - 43312.5 = 0 \quad \longrightarrow \mathbf{x = 13.57 \text{ cm.}}$$

- **Le moment d'inertie de la section homogène :**

$$I = \frac{bx^3}{2} + 15As(d-x)^2 - 15A's(x-c') = \frac{30(13.57)^3}{2} + 15(7.7)(37.5 - 13.57)^2$$

$$\mathbf{I = 103623.174 \text{ cm}^4}$$

- **Vérification de contrainte dans le béton:**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_c = 0.6 \times 25 = 150 \text{ kg/cm}^2 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s.x}{I} = \frac{6.86 \times 10^5 \times 13.57}{103623.174} = 89.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_c = 89.83 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma_{bc}} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (\text{c.v}).$$

- **Vérification de contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_s = \frac{15.M_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 6.86 \times 10^5 (37.5 - 13.57)}{103623.174} = 3567.92 \text{ kg/cm}^2 .$$

$$\sigma_s = 3567.92 \text{ kg/cm}^2 > \overline{\sigma_s} = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots (\text{c.n.v})$$

⇒ On a

$$\lambda = 1 + \frac{30.M_{ser}}{bd^2 \times \overline{\sigma_s}} = \frac{30 \times 6.86 \times 10^5}{30 \times (42.5)^2 \times 2020} \Rightarrow \lambda = 1.18 .$$

$$\cos\Phi = \lambda^{-2/3} = 1.18^{-2/3} = 0.786 \Rightarrow \Phi = 39^\circ.$$

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos(240 + \Phi) = 0.365.$$

$$A_s = \frac{bd\alpha^2}{30(1-\alpha)} = \frac{30 \times 37.5 \times 0.365^2}{30(1-0.365)} = 8.92 \text{ cm}^2.$$

On adopte **6T14** \rightarrow **As=9.24cm²**.

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{n} \left(\frac{\alpha}{1-\alpha} \right) = \frac{2020}{15} \left(\frac{0.365}{1-0.365} \right) = 77.4 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{bc} = 77.4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (\text{c.v}).$$

❖ Verification de effort tranchant :

$$\tau_u = T_u / b * d = \frac{9.83 \times 10^3}{30 \times 37.5} = 8.7 \text{ kg/cm}^2 = 0.87 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0.15 f_{cj} ; 4 \text{ MPA} \} = 3.75 \text{ MPA}.$$

$$\tau_u = 0.87 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_u = 3.75 \text{ MPA} \dots\dots\dots (\text{c.v}).$$

❖ Les armatures transversales :

$$\Phi \leq \min(h/35 ; \Phi l ; b/10) = \min(45/35 = 1.28 , 1.4 , 30/10 = 3)$$

$$\Phi \leq 1.28 \text{ cm}^2. \text{ On adopte } \mathbf{T8} \rightarrow \mathbf{At = 2.01 \text{ cm}^2}.$$

❖ L'espace des cadres :

▪ Condition de résistance :

$$St_1 \leq \frac{0.8 * At * f_e}{b * \tau_u} = \frac{0.8 * 2.01 * 4000}{30 * 7.7}$$

$$St_1 \leq 27.84 \text{ cm}.$$

▪ Condition d'espace maximale :

$$St_2 \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}).$$

$$St_2 \leq \min(0.9 * 42.5 = 38.25 ; 40 \text{ cm}) \rightarrow St_2 \leq 38.25 \text{ cm}.$$

Zone nodale :

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\Phi l).$$

$$S_t \leq \min (45/4=11.25 ; 12*1.4=16.8).$$

$$S_t \leq 11.25 \quad \text{on prend } S_t=10\text{cm}.$$

Zonécourante:

$$S_t \leq h/2 = 40/2=20.$$

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

$$15\text{cm} < 27.84\text{cm}.$$

$$15\text{cm} < 38.25 \text{ cm (c.v.)}.$$

$$A_{t_{\min}} \text{ RPA} = 0.003 * S * b$$

des armatures transversales :

$$\textbf{Zone nodale : } 0.003 * 10 * 30 = 0.9\text{cm}^2 < 2.01\text{cm}^2 \dots\dots\dots (\text{c.v}).$$

$$\textbf{Zone courante : } 0.003 * 20 * 30 = 1.80\text{cm}^2 < 2.01\text{cm}^2 \dots\dots\dots (\text{c.v}).$$

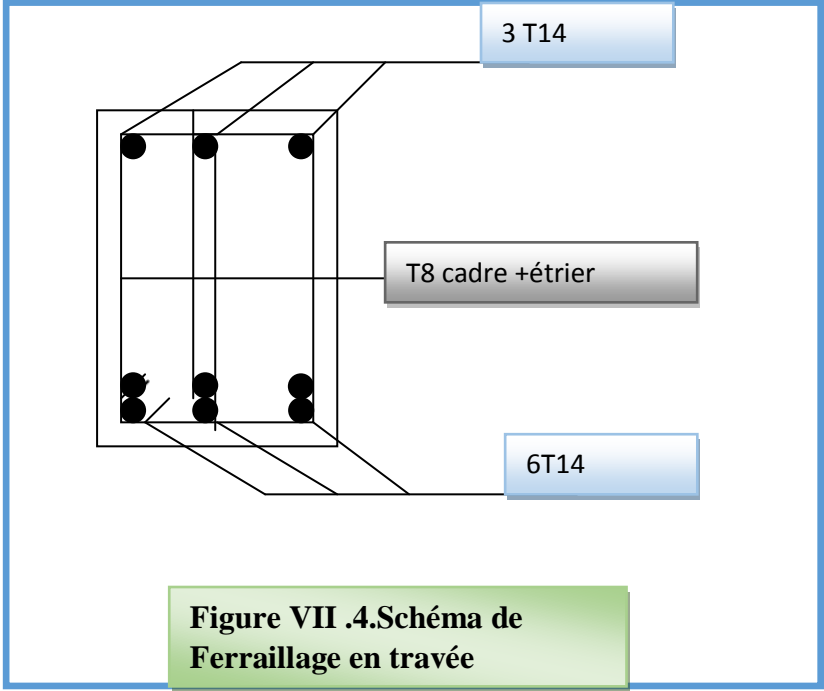
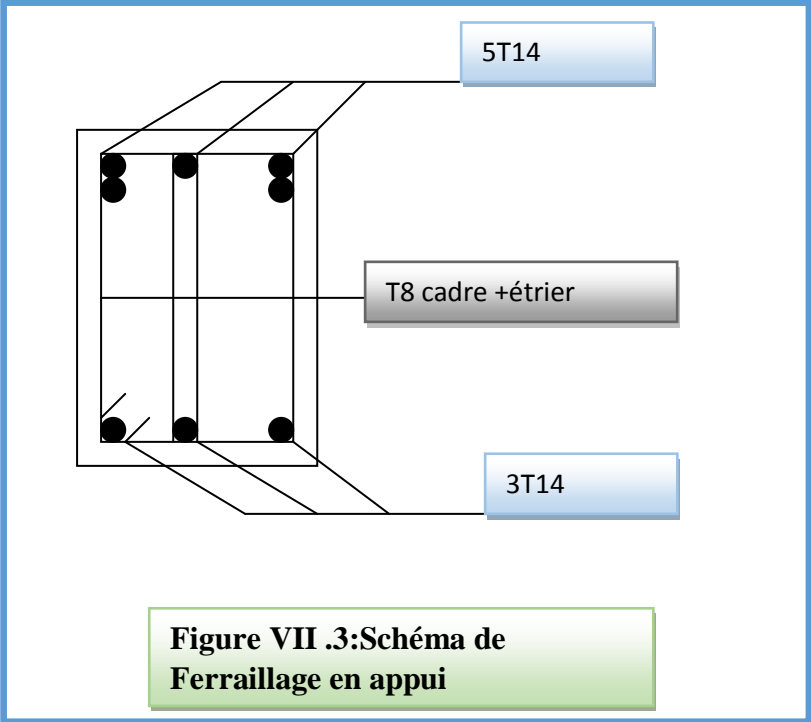
- En zone courante $A_{S1 \max} = \frac{4}{100} \cdot 30 * 40$

$$\Rightarrow A_{S1 \max} = 48\text{cm}^2$$

- en zone de recouvrement $A_{S2 \max} = \frac{6}{100} \cdot 30 * 45$

$$\Rightarrow A_{S2 \max} = 72 \text{ cm}^2.$$

- longueur minimale de recouvrement travée $L=40\Phi = 40*1.4=56\text{cm}.$



4.2. Poutre secondaire : (30*35) cm²

a. Zone 1 : RDC jusqu'à 09^{ème} étage

Calcul de Ferrailage :

Etat limit ultime :

En travée:

$$M_u = 2.08 \text{ t.m} ,$$

$$d = 32.5 \text{ cm} ,$$

$$c = 2.5 \text{ cm} ,$$

$$F_{bc} = 142 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \times F_{bc}} = \frac{2.08 \times 10^5}{30 \times (32.5)^2 \times 142} \Rightarrow \mu = 0.046 \langle \bar{\mu} = 0.392 \Rightarrow A's = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.046)}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.058 \langle \bar{\alpha} = 0.668$$

$$\mu < 0.186 \Rightarrow \sigma = 3480 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.058 = 0.976$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma} = \frac{2.08 \times 10^5}{0.976 \times 32.5 \times 3480} \Rightarrow A_s = 1.88 \text{ cm}^2 .$$

On adopte **3T12** \longrightarrow **As=3.39cm²**.

- **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{min} \geq 0.23 b \cdot d \cdot f_t / f_e$$

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot 30 \cdot 32.5 \cdot 2.1 / 400 = 1.177 \text{ cm}^2.$$

$$A = 5.65 \text{ cm}^2 > 1.177 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{(c.v).}$$

En Appuis :

$$M_u = 6.24 \text{ t.m} ,$$

$$d = 32.5 \text{ cm} ,$$

$$c = 2.5 \text{ cm} ,$$

$$F_{bc} = 142 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \times F_{bc}} = \frac{6.24 \times 10^5}{30 \times (32.5)^2 \times 142} \Rightarrow \mu = 0.138 \langle \bar{\mu} = 0.392 \Rightarrow A's = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.138)}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.187 \langle \bar{\alpha} = 0.668$$

$$\mu < 0.186 \Rightarrow \sigma = 3480 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.187 = 0.925$$

$$A_s = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.24 \times 10^5}{0.925 \times 32.5 \times 3480} \Rightarrow A_s = 5.96 \text{ cm}^2.$$

On adopte **6T12** \longrightarrow **$A_s = 6.79 \text{ cm}^2$** .

- **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq 0.23 b \cdot d \cdot f_t / f_e$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot 30 \cdot 32.5 \cdot 2.1 / 400 = 1.177 \text{ cm}^2.$$

$$A = 6.79 \text{ cm}^2 > 1.177 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{(c.v.)}$$

Selon RPA: $A_{\min} = 0.5\% b \cdot h = 0.005 \cdot 30 \cdot 35 = 5.25 \text{ cm}^2$.

$$A_s \text{ travée} + A_s \text{ appui} = 6.79 + 4.62 = 10.18 \text{ cm}^2 > 5.25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{(c.v.)}$$

Etat limit service :

En travée :

$$M = 1.5 \text{ t.m}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + 15(A_s + A's) - 15(A's \cdot c' + A_s \cdot d) = 0.$$

$$\frac{30x^2}{2} + 15(5.65) - 15(5.65)(32.5) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 374.08 \quad \longrightarrow \mathbf{x \rightarrow 10.16 \text{ cm.}}$$

- **Le moment d'inertie de la section homogène :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15A_s(d-x)^2 - 15A's(x-c') = \frac{30(10.16)^3}{3} + 15(5.65)(32.5 - 10.16)^2$$

$$\mathbf{I = 42046.63 \text{ cm}^4}$$

- **Vérification de contrainte dans le béton:**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_c = 0.6 \cdot 25 = 150 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{1.5 \times 10^5 \times 10.16}{42046.63} = 36.24 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_c = 36.24 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma_{bc}} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (\text{c.v}).$$

- **Vérification de contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 1.5 \times 10^5 (32.5 - 10.16)}{42046.63} = 1195.45 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_s = 1195.45 \text{ kg/cm}^2 \leq \overline{\sigma_s} = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (\text{c.v}).$$

En Appuis:

$$M = 4.51 \text{ t.m}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + 15(As + A's) - 15(As' \cdot c' + As \cdot d) = 0.$$

$$\frac{30x^2}{2} + 15(6.79) - 15(6.79)(32.5) = 0 \quad x = \mathbf{11.84 \text{ cm}}.$$

- **Le moment d'inertie de la section homogène :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15As(d-x)^2 - 15A's(x-c') = \frac{30(11.84)^3}{3} + 15(6.79)(32.5 - 11.84)^2$$

$$I = \mathbf{60084.4 \text{ cm}^4}$$

- **Vérification de contrainte dans le béton:**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_c = 0.6 \cdot 25 = 150 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{4.51 \times 10^5 \times 11.4}{60084.4} = 85.56 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 85.56 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma_{bc}} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (\text{c.v}).$$

• **Vérification de contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_s = \frac{15.M_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 4.51 \times 10^5 (32.5 - 11.4)}{60084.4} = 2375.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 2375.68 \text{ kg/cm}^2 > \overline{\sigma_s} = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (\text{c.n.v}) \Rightarrow$$

$$\text{On a } \lambda = 1 + \frac{30.M_{ser}}{bd^2 \times \overline{\sigma_s}} = \frac{30 \times 4.51 \times 10^5}{30 \times (32.5)^2 \times 2020} \Rightarrow \lambda = 1.21.$$

$$\cos \Phi = \lambda^{-2/3} = 1.21^{-2/3} = 0.75 \Rightarrow \Phi = 41.4^\circ.$$

$$\alpha = 1 + 2 \sqrt{\lambda} \cos (240 + \Phi) = 0.386.$$

$$A_s = \frac{bd\alpha^2}{30(1-\alpha)} = \frac{30 \times 32.5 \times 0.386^2}{30(1-0.386)} = 7.88 \text{ cm}^2.$$

On adopte **3T14+3T12** \longrightarrow **A_s = (4.62+3.39) = 8.01 cm².**

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma_s}}{n} \left(\frac{\alpha}{1-\alpha} \right) = \frac{2020}{15} \left(\frac{0.386}{1-0.386} \right) = 84.66 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{bc} = 84.66 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma_{bc}} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (\text{c.v}).$$

Vérification de Effort tranchant :

$$\tau_u = T_u / b \cdot d = \frac{6.27 \times 10^3}{30 \times 32.5} = 6.4 \text{ kg/cm}^2 = 0.64 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{ 0.15 f_{cj} ; 4 \text{ MPA} \} = 3.75 \text{ MPA}.$$

$$\tau_u = 0.64 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\tau_u} = 3.75 \text{ MPA} \dots\dots\dots (\text{c.v}).$$

Les armatures transversales :

$$\Phi t_{\min} \leq (h/35 ; \Phi l ; b/10) = \min(35/35 = 1, 1.4, 30/10 = 3)$$

$$\Phi t \leq 1 \text{ cm}^2. \text{ On adopte } \mathbf{T8} \longrightarrow \mathbf{A_t = 2.01 \text{ cm}^2}.$$

L'espace des cadres :

- Condition de résistance :

$$S_{t1} \leq \frac{0.8 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \tau_u} = \frac{0.8 \cdot 2.01 \cdot 4000}{30 \cdot 0.643}$$

$$S_{t1} \leq 33.33 \text{ cm}.$$

- Condition d'espace maximale :

$$S_{t2} \leq \min (0.9d ; 40\text{cm}).$$

$$S_{t2} \leq \min (0.9*32.5=25.25 ; 40\text{cm}).$$

$$S_{t2} \leq 25.25\text{cm}.$$

zone nodale :

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\Phi_l , 30\text{cm}).$$

$$S_t \leq \min (35/4=8.75 ; 12*1.4=16.8 ; 30\text{cm}).$$

$$S_t \leq 11.25 \quad \text{on prend } S_t=10\text{cm}.$$

zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 35/2 = 17.5.$$

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

$$15\text{cm} < 33.33\text{cm}$$

$$15\text{cm} < 25.25\text{cm} \quad \dots\dots\dots (\text{c.v}).$$

$$A_{t_{\min}} \text{ RPA} = 0.003 * S * b$$

$$\textbf{Zone nodale} : 0.003 * 10 * 30 = 0.9\text{cm}^2 < 2.01\text{cm}^2.$$

$$\textbf{Zone courante} : 0.003 * 15 * 30 = 1.35\text{cm}^2 < 2.01\text{cm}^2.$$

- En zone courante $As_{1 \max} = \frac{4}{100} 30 * 35 \Rightarrow As_{1 \max} = 42\text{cm}^2$
- en zone de recouvrement $As_{2 \max} = \frac{6}{100} 30 * 35 \Rightarrow As_{2 \max} = 63\text{cm}^2.$
- zone de recouvrement $L = 40\Phi = 40 * 1.4 = 56\text{cm}.$

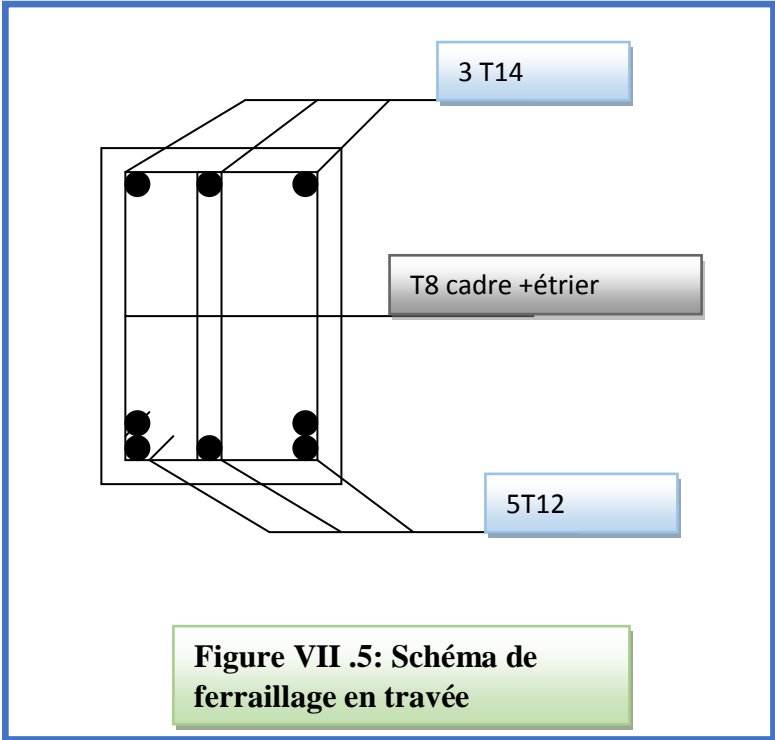


Figure VII .5: Schéma de ferrailage en travée

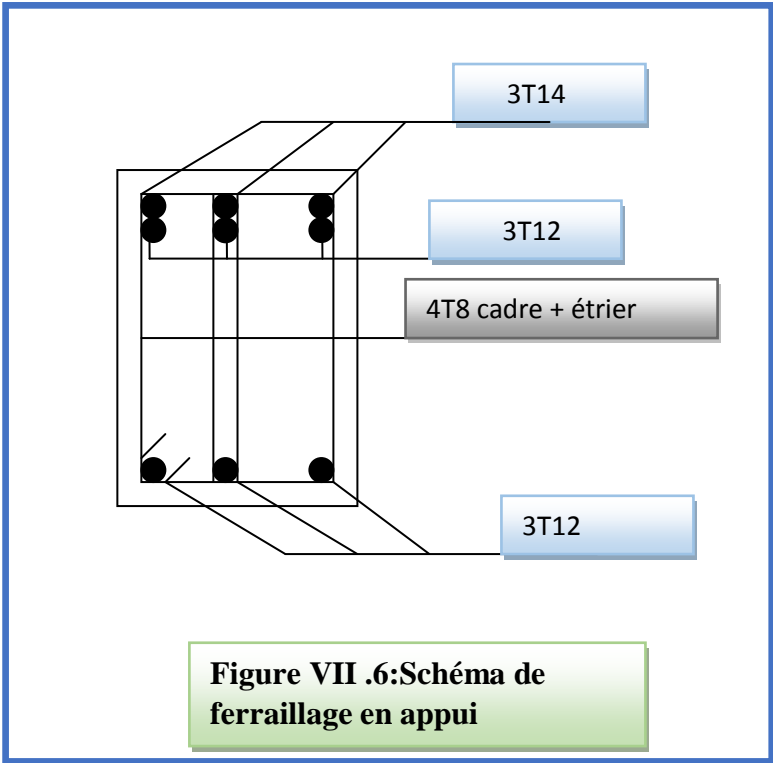


Figure VII .6: Schéma de ferrailage en appui

VII.5.Ferraillage des poteaux

5.1. Introduction :

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort Normal.
- Effort Tranchant.
- Moment Fléchissant.

Ils seront donc calculés en flexion composée (avec un effort normal de compression) avec des fissurations peu nuisibles, on considérant les sollicitations suivantes :

N_{\max} avec $M_{\text{correspondant}}$

M_{\max} avec $N_{\text{correspondant}}$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} \text{ en flexion composée.}$$

$$e_a = \max \left\{ 2cm ; \frac{L}{250} \right\} : \text{L'excentricité accidentelle.}$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\Phi) : \text{L'excentricité due aux effets du second ordre.}$$

Φ : Rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, $\Phi = \frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_i}$, ce rapport est généralement égale à 2.

L_f : longueur de flambement.

$$\alpha = \frac{MG}{MG + MQ}$$

On choisit les poteaux les plus chargés :

1-poteau d'angle (F1).

2-poteau de rive (E1).

3-poteau intermédiaire (B4).

5.2. Poteau d'angle (F1)

- **Zone1 : Poteau RDC jusqu'à 8^{ème} étage : (30*60) cm²**

AL'ELU:

$$Mu=4.12t.m.$$

$$Nu=123.17t. \quad , \quad c=2.5cm \quad , \quad d=57.5cm.$$

$$e_o = \frac{Mu}{Nu} = \frac{4.12}{123.17} = 0.015m = 1.5cm < \frac{h}{2} - c = 0.6/2 - 0.025 = 0.272m = 2.75cm.$$

$$I_{\text{poteau}} = \frac{30 \times 60^3}{12} > I_{\text{poutre}} = \frac{30 \times 40^3}{12} \rightarrow L_f = L_o = 334 \text{ cm}$$

$$L_o = 374 - 40 = 334cm.$$

$$e_a = \max(2cm; \frac{334}{250} = 1.336) = 2cm.$$

$$e_1 = e_o + e_a = 1.5 + 2 = 3.5cm.$$

a. Condition d'application de la méthode simplifiée :

$$L_f/h \leq \max(20e_1/h; 15cm).$$

$$233/60 = 3.88 \leq \max(20 \times 3.5/60 = 1.16cm; 15cm) = 15cm \quad \dots \text{Vérfifié.}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{1.43}{15 \times 4.12} \right) = 0.976.$$

$$\Phi = 2.$$

$$e_2 = \frac{3(233)^2}{10^4 \times 60} (2 + 0.976 \times 2) = 5.24cm.$$

$$e = e_1 + e_2 = 3.5 + 5.24 = 8.74cm.$$

Flexion composée avec :

$$Mu = Nu \times e = 123.17 \times 0.087 = 10.71t.m.$$

$$Nu = 123.17t.$$

$$M_1 = Mu + Nu \left(d - \frac{h}{2} \right).$$

$$= 10.71 + 123.17 \times (0.575 - 0.6/2) = 55.21t.m.$$

$$1) (Nu (d - c) - M_1) = 123.17 (0.575 - 0.025) - 44.58 = 23.16t.m.$$

$$2) \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

$$= \left[0.337 - 0.81 \frac{0.025}{0.6} \right] 0.3 \cdot 0.6^2 \cdot 1420 = 46.50 \text{ t.m.}$$

(1) < (2) la section partiellement comprimée \Rightarrow calcul de section rectangulaire en flexion simple sous M_1 : Pivot B

b. Calcul de ferrailage :

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 \times Fbc} = \frac{(55.21 \times 10^5)}{30 \times (57.5)^2 \times 142} \Rightarrow \mu = 0.395 > \bar{\mu} = 0.392 \longrightarrow A's \neq 0.$$

$$M_R = \mu \dot{R} \times b \times d^2 \times fbc$$

$$= 0.392 \times 30 \times 57.5^2 \times 142 = 55.21 \text{ t/m}^2.$$

$$\Delta_M = M_1 - M_R = 55.21 - 44.58 = 10.63 \text{ t.m.}$$

$$\Delta_M = 10.63 \text{ t.m} < 0.4 M_1 = 0.4 \times 44.58 = 17.83 \text{ t.m} \quad (\text{c.v.})$$

$$A's = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} = \frac{17.83 \times 10^5}{(57.5 - 2.5) \times 3480} = 9.31 \text{ cm}^2.$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_R) \quad Z = 57.5(1 - 0.4 \times 0.668) = 42.13 \text{ cm}$$

$$A_{fs} = (A's + \frac{M_1}{z \cdot \sigma_s}) = (9.31 + \frac{44.58 \cdot 10^5}{42.13 \times 3480}) = 39.71 \text{ cm}^2.$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{Nu}{f_e} = 39.71 - \frac{123.17 \times 10^3}{4000} = 9.917 \text{ cm}^2.$$

• Position de l'axe neutre :

$$0.4x^2 - c'x + \frac{M_1 - Nu(d - c')}{0.8 \times b \times fbc} = 0$$

$$0.4x^2 - 2.5x + \frac{44.58 \times 10^5 - 123.17 \times 10^3(57.5 - 2.5)}{0.8 \times 60 \times 142} = 0$$

$$x = 21.65 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{x}{d} = \frac{21.65}{57.5} = 0.376 > 0.259 \quad \text{Pivot B.}$$

$$\epsilon_s = 3.5 \times 10^{-3} \left(1 - \frac{c}{x}\right) = 3.5 \times 10^{-3} \left(1 - \frac{2.5}{21.65}\right) = 3.2 \text{ ‰.}$$

$$3.2 \text{ ‰} > \epsilon_{es} = 1.74 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_s = 3480 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A_s = \frac{Nu - 0.8 \cdot b \cdot x \cdot fb}{\sigma_s} = \frac{123.17 \times 10^3 - 0.8 \times 60 \times 21.65 \times 142}{3480} = 7.01 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A's + A = 9.39 + 7.01 = 16.40 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} (\text{RPA}) = 0.8\% B = 0.008 \cdot b \cdot h = 0.008 \cdot 30 \cdot 60 = 14.4 \text{ cm}^2.$$

$A_s < A_{\min}$ on ferraille avec A_{\min} donc on adopte **10T16** $A_s = 20.11 \text{ cm}^2$.

A PELS :

$M_s=3.2t.m.$

$N_s=192.82t.$

• **Section homogène :**

$Bh=B+n (A_1+A_2)=30*60+15(6.03+6.03)=1980.9cm^2.$

• **Moment statique :**

$M_{st}=\frac{b.h^2}{2} + 15.A_2.c'+15.A_1.d = \frac{30.60^2}{2} + 15(6.03 \times 2.5) + 15(6.03 \times 57.5) = 574312.5cm^3.$

$v' = v = \frac{M_{st}}{Bh} = \frac{574312.5}{1980.9} = 29cm.$

• **Moment d'inertie :**

$I = \frac{b}{3} (v^3 + v'^3) + 15A_1(v - c)^2 + 15A_2(v' - c')$

$I=663899.58 cm^4.$

(1) $e_o = \frac{M_s}{N_s} = \frac{3.2}{192.82} = 0.016m < h/6 = 0.5/4 = 0.08m.$

(2) $\sigma_{min} = \frac{Nu}{Bh} - \frac{M_s.v'}{I} = \frac{192.82 \times 10^3}{2782.6} - \frac{3.2 \times 10^5 \times 25}{663899.58} = 57.24kg/cm^2 > 0.$

De (1) et (2) la section entièrement comprimée \Rightarrow On vérifier σ_c max :

$\sigma_c \max = \frac{Nu}{Bh} + \frac{M_s.v'}{I} = \frac{192.82 \times 10^3}{2782.6} + \frac{3.2 \times 10^5 \times 25}{663899.58} = 81.34kg/cm^2.$

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_c = 0.6 \times 25 = 150 kg/cm^2.$

$\sigma_c \max = 81.34kg/cm^2 < \overline{\sigma}_{bc} = 150kg/cm^2 \dots\dots\dots (c.v).$

vérification de l'effort tranchant :

$T_u=2.1t.$

$\tau_u = \frac{T_u}{b*d} = \frac{2.1 \times 10^3}{30 \times 57.5} = 1.217 kg/cm^2 = 0.121MPa < \overline{\tau}_u = 2.5MPa \dots\dots\dots$

(c.v).

* En zone de courante : $A_{max} = 3\% B = 0.03 \times 30 \times 60 = 54cm^2.$

* En zone de recouvrement : $A_{max} = 6\% B = 0.06 \times 30 \times 60 = 108cm^2.$

* Longueur de recouvrement $40\Phi = 40 \cdot 1.6 = 64 \text{ cm}$.

Les armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; \Phi_l ; b/10) = \min (60/35 = 1.71 ; 1.6 ; 60/10 = 5) = 1.6 \text{ cm}^2.$$

Soit $\Phi 8$ $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ 2 cadres.

✓ Les armatures transversales :

Zone nodale :

$$St \leq \min (10\Phi_l ; 15 \text{ cm}) = \min (10 \cdot 1.6 = 16 \text{ cm}, 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}.$$

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

Zone courante :

$$St \leq \min 15\Phi_l = 15 \cdot 1.6 = 24 \text{ cm}.$$

$$St = 20 \text{ cm}.$$

A L'ELA

$$\text{Numax} = 58.881 \text{ t} \quad \longrightarrow \quad \text{Mcor} = 5.158 \text{ t.m}$$

$$\text{On a } I_{\text{poteau}} > I_{\text{poutre}} \quad \rightarrow \quad L_f = 0.7L_0 = 2.142 \text{ m}.$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0.087 \text{ m} = 8.7 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 ; \frac{214.2}{250} = 0.80 \right\} = 2 \text{ cm}.$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 10.7 \text{ cm}.$$

Condition d'application :

$$\frac{L_f}{h} < \max \left(20 \frac{e_1}{h} ; 15 \right)$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{2.142}{0.6} = 3.37 < \max \left(20 \frac{e_1}{h} = 20 \frac{0.107}{0.6} = 3.56 ; 15 \right) = 15 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

La méthode simplifiée est applicable

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \Phi) \quad ; \quad \alpha = \frac{MG}{MG+MQ} = 0,69 \quad ; \quad \Phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 * 2,142^2}{10^4 * 0,6} (2 + 0,64 * 2) = 0,0077\text{m} = 0,77\text{cm}.$$

$$e = e_1 + e_2 = 11,47 \text{ cm}.$$

$$\text{Flexion composée avec: } \begin{cases} \text{Nu} = 58.881. \\ \text{Mu} = \text{Nu} \times e = 6.75 \text{ t.m.} \end{cases}$$

$$e = 11,47 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c' = \frac{60}{2} - 5 = 25\text{cm}. \dots\dots \text{CNV} \implies \text{on passe aux autre condition}$$

$$M_1 = \text{Mu} + \text{Nu}(0,5h - C) = 6,75 + 58,881(0,3 - 0,05) = 21,47 \text{ t.m}$$

.

$$\text{(1)} \quad \text{Nu}(d - c') - M_1 \geq \left(0,337 - \frac{0,81 \cdot c'}{h}\right) b \cdot h^2 \cdot \bar{f}_c \quad \text{(2)}$$

$$\text{(1): } 58,881(0,55 - 0,05) - 21,47 = 7,97 \text{ t.m}$$

$$\text{(2): } \left(0,337 - \frac{0,81 * 0,05}{0,60}\right) 0,3 * 0,60^2 * 1420 = 41,33\text{t.m}.$$

$$\text{(1)} < \text{(2)} \rightarrow \text{section } \mathbf{\text{partiellement}} \text{ comprimée}$$

Calcul de section rectangulaire en flexion simple sous M_1 .

$$M_1 = 21,47\text{t.m}$$

$$\mu = M_1 / (b \cdot d^2 \cdot f_{bc}) = 0,17 > \mu_R = 0,392 \longrightarrow A_s' = 0 \quad A_s = 1,13$$

$$A_{fc} = A_s - \frac{N_u}{f_e} = 1,13 - \frac{5888,1}{4000} = -0,34\text{cm}^2 < 0$$

Pourcentage minimale des armatures (selon RPA99):

$$A \geq 0,8 \% B$$

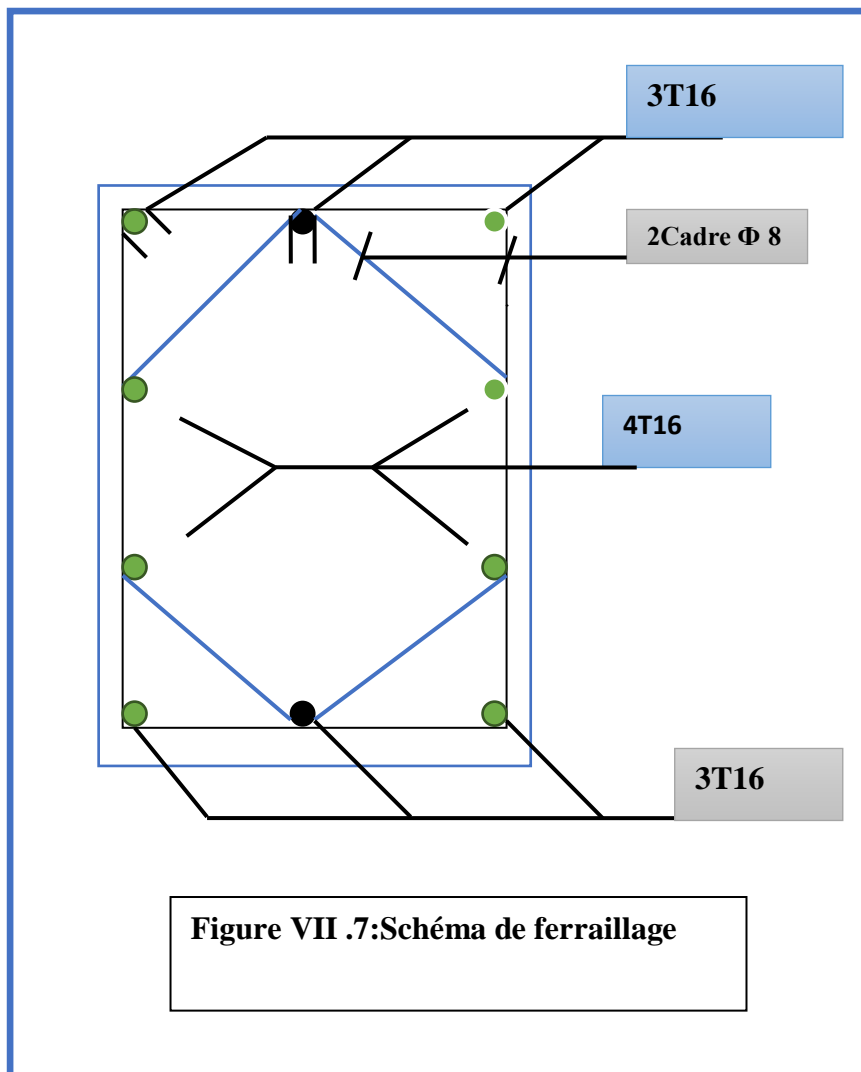
$$A_{\min} \geq \frac{0,8 * 30 * 60}{100} = 14,40 \text{cm}^2$$

Pourcentage minimale des armatures (selon RPA99):

Zone courante $4\% (b*h) = 72 \text{cm}^2$

Zone de recouvrement $6\% (b*h) = 108 \text{cm}^2$

On adopte **10HA14 = 15.39 cm²**.



• **Zone 2 : Poteau étage courant et terrasse: (30*30) cm² :**

A L'ELU :

$$M_u = 0.73 \text{ t.m.}$$

$$N_u = 42.5 \quad c = 2.5 \text{ cm} \quad d = 27.5 \text{ cm.}$$

$$e_o = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.73}{42.5} = 0.017 \text{ m} \longrightarrow 1.7 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = 0.3/2 - 0.025 = 0.125 \text{ m} = 12.5 \text{ cm}$$

Donc S.P.C ou S.T.C :

$$I_{\text{Poteau}} = \frac{30 \times 30^3}{12} = 0.65 \times 10^5 < I_{\text{poutre}} = \frac{30 \times 40^3}{12} = 1.6 \times 10^5$$

$$\rightarrow L_f = 0.7 * L_o = 0.7 (306 - 40) = 186.2 \text{ cm.}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{186.2}{250} = 0.74 \right) = 2 \text{ cm.}$$

$$e_1 = e_o + e_a = 1.7 + 2 = 3.7 \text{ cm.}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{1.15}{1.5 * 3.05} \right) = 0.994.$$

$$\Phi = 2.$$

$$e_2 = \frac{3(186.2)^2}{10^4 \times 30} (2 + 0.994 * 2) = 0.346 \text{ cm.}$$

$$e = e_1 + e_2 = 3.7 + 0.346 = 4.04 \text{ cm.}$$

Flexion composée avec :

$$M_u = N_u * e = 42.5 * 0.04 = 1.7 \text{ t.m.}$$

$$N_u = 42.5 \text{ t.}$$

$$M_1 = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right).$$

$$= 1.7 + 42.5 (0.275 - 0.3/2) = 7.01 \text{ t.m.}$$

$$(1) (N_u (d - c) - M_1) = 42.5 (0.275 - 0.025) - 7.01 = 3.61 \text{ t.m.}$$

$$(2) \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} = \left(0.337 - 0.81 \frac{0.025}{0.3} \right) 0.3 \cdot 0.3^2 \cdot 1420 = 3.10 \text{ t.m.}$$

(1) > (2) la section totalement comprimée (S.T.C) \Rightarrow Calcul de section rectangulaire en flexion simple sous M_1 :

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 \times Fbc} = \frac{1.7 \times 10^5}{30 \times (27.5)^2 \times 142} \Rightarrow \mu = 0.053 \leq \bar{\mu} = 0.392 \longrightarrow A's \neq 0.$$

$$M_R = \mu R \times b \times d^2 \times fbc$$

$$= 0.053 \times 30 \times 27.5^2 \times 142 = 1.70 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\Delta_M = M_1 - M_R = 7.01 - 1.70 = 5.31 \text{ t.m.}$$

$$\Delta_M = 5.31 \text{ t.m} < 0.4 M_1 = 0.4 \times 7.01 = 2.804 \text{ t.m} \dots\dots\dots (\text{c.v}).$$

$$A_2 = \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s} = \frac{5.31 \times 10^5}{(27.5 - 2.5) \times 3480} = 6.10 \text{ cm}^2.$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_R) \quad Z = 27.5(1 - 0.4 \times 0.666) = 20.15 \text{ cm}$$

$$A_{fs} = [A's + \frac{M_1}{z \cdot \sigma_s}] = [6.10 + \frac{7.01 \times 10^5}{20.15 \times 3480}] = 16.09 \text{ cm}^2.$$

$$A_1 = A_{fc} = A_{fs} - \frac{Nu}{f_e} = 16.09 - \frac{42.5 \times 10^3}{4000} = 5.46 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A' + A = 6.10 + 5.46 = 11.56 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} (\text{RPA}) = 0.8\% B = 0.008 \times b \times h = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} < A_s \quad \text{donc on adopte } \mathbf{8T14} \quad A_s = 12.32 \text{ cm}^2.$$

A I' ELS :

$$M_s = 0.55 \text{ t.m.}$$

$$N_s = 34.96 \text{ t.}$$

✓ Section homogène :

$$Bh = B + n(A_1 + A_2) = 30 \times 30 + 15(4.62 + 4.62) = 1038.6 \text{ cm}^2.$$

✓ Moment statique :

$$M_{st} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_2 \cdot c' + 15 \cdot A_1 \cdot d = \frac{30 \cdot 30^2}{2} + 15(4.62 \times 2.5) + 15(4.62 \times 27.5) = 15579 \text{ cm}^3.$$

$$\text{Le bras de levier } v' = v = \frac{M_{st}}{Bh} = \frac{15579}{1038.6} = 15 \text{ cm.}$$

✓ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}(v^3 + v'^3) + 15A_1(v - c)^2 + 15A_2(v' - c')$$

$$\frac{30}{3}(15^3 + 15^3) + 15 \times 4.62(15 - 2.5)^2 + 15 \times 4.62(15 - 2.5)^2 = 89156.24 \text{ cm}^4.$$

$$(1)e_o = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.55}{34.96} = 0.015 \text{ m} < h/6 = 0.3/6 = 0.05 \text{ m.}$$

$$(2) \sigma_{\min} = \frac{Nu}{Bh} - \frac{Ms.v'}{I} = \frac{34.96 \times 10^3}{1038.1} - \frac{0.55 \times 10^5 \times 15}{89156.24} = 24.42 \text{ kg/cm}^2 > 0$$

De (1) et (2) la section entièrement comprimée \Rightarrow on vérifie σ_{\max} :

$$\sigma_{\max} = \frac{Nu}{Bh} + \frac{Ms.v'}{I} = \frac{34.96 \times 10^3}{1038.9} + \frac{0.55 \times 10^5 \times 15}{89156.24} = 42.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_c = 0.6 \times 25 = 150 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{\max} = 42.92 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma_{bc}} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (\text{c.v.}).$$

✓ **vérification de l'effort tranchant :**

$$T_u = 3.2t.$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b * d} = \frac{3.2 \times 10^3}{40 * 37.5} = 2.13 \text{ kg/cm}^2 = 0.213 \text{ MPA}.$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPA} \dots\dots\dots (\text{c.v.}).$$

* En zone de courante : $A_{\max} = 3\% B = 0.03 * 30 * 30 = 27 \text{ cm}^2$.

* En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% B = 0.06 * 30 * 30 = 54 \text{ cm}^2$.

* Longueur de recouvrement $40\Phi = 40 * 1.4 = 56 \text{ cm}$.

✓ **Les armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; \Phi_l ; b/10) = \min (30/35 = 0.85 ; 1.4 ; 30/10 = 3) = 0.85 \text{ cm}^2.$$

Soit $\Phi 8$ $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ 2 cadres.

✓ **Les armatures transversales :**

Zone nodale :

$$St \leq \min (10\Phi_l ; 15 \text{ cm}) = \min (10 * 1.4 = 14 \text{ cm}, 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}.$$

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

Zone courante:

$$St \leq \min 15\Phi_l = 15 * 1.4 = 21 \text{ cm}.$$

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

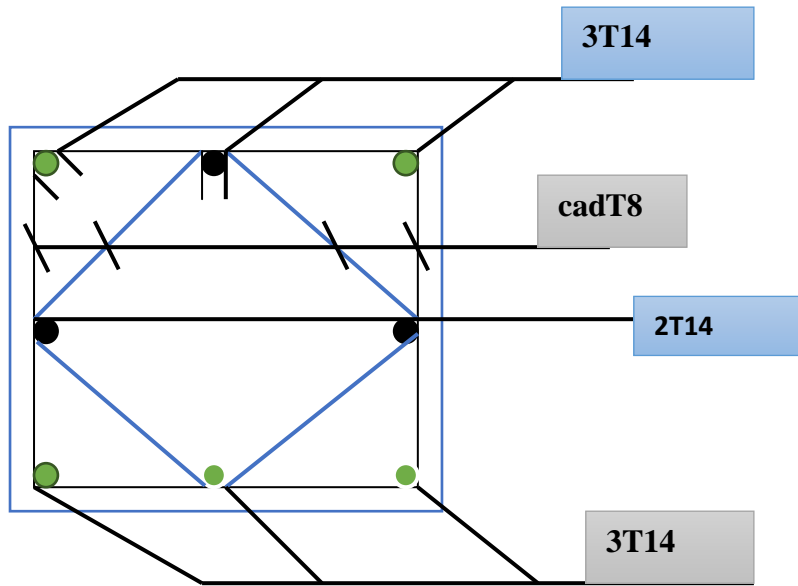


Figure VII.8: Schéma de ferrailage

5.3 Poteau de rive (A4) :

a. Zone -1- Poteau étage courant : (30*50) cm² :

A L'ELU :

$$M_u = 1.19 \text{ t.m.}$$

$$N_u = 126.47 \text{ t.} \quad c = 2.5 \text{ cm} \quad d = 47.5 \text{ cm.}$$

$$e_o = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.19}{126.47} = 0.009 \text{ m} = 0.9 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = \frac{50}{2} - 2.5 = 22.5 \text{ cm}$$

Donc S.P.C ou S.T.C :

$$I_{\text{poteau}} = \frac{30 \times 50^3}{12} = 3.125 \times 10^5 > I_{\text{poutre}} = \frac{30 \times 40^3}{12} = 1.60 \times 10^5$$

$$l_f = l_o = 374 - 40 = 334 \text{ cm.}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{334}{250} = 1.3 \right) = 2 \text{ cm.}$$

$$e_1 = e_o + e_a = 0.9 + 2 = 2.9 \text{ cm.}$$

$$\alpha = 0.667$$

$$\Phi = 2.$$

$$e_2 = \frac{3(334)^2}{10^4 \times 50} (2 + 0.667 \times 2) = 2.23 \text{cm.}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.9 + 2.23 = 5.13 \text{cm.}$$

Flexion composée avec:

$$M_u = N_u \times e = 126.47 \times 0.0513 = 6.48 \text{t.m.}$$

$$N_u = 126.47 \text{t.}$$

$$M_1 = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 6.48 + 126.47 \times (0.475 - 0.5/2) = 34.94 \text{t.m.}$$

$$(1) (N_u (d - c) - M_1) = 126.47 \times (0.475 - 0.025) - 34.79 = 22.12 \text{ t.m.}$$

$$(2) \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} = \left(0.337 - 0.81 \frac{0.025}{0.5} \right) \times 0.3 \times 0.5^2 \times 1420 = 31.57 \text{ t.m.}$$

(1) < (2) la section partiellement comprimée (S.P.C) ⇒ calcul de section rectangulaire en flexion simple sous M_1 :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \times F_{bc}} = \frac{34.94 \times 10^5}{30 \times (47.5)^2 \times 142} \Rightarrow \mu = 0.394 \bar{\mu} = 0.392$$

$$A' s \neq 0.$$

$$M_R = \mu R \times b \times d^2 \times f_{bc} = 0.392 \times 30 \times 47.5^2 \times 142 = 37.67 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\Delta_M = M_1 - M_R = 34.94 - 37.67 = -2.82 \text{t.m.}$$

$$\Delta_M = -2.82 \text{t.m} < 0.4 M_1 = 0.4 \times 34.67 = 13.86 \text{t.m} \dots\dots\dots (c.v).$$

$$A_2 = A' s = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} = \frac{2.82 \times 10^5}{(47.5 - 2.5) \times 3480} = 1.80 \text{ cm}^2.$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha_R) \quad Z = 47.5 (1 - 0.4 \times 0.668) = 34.808 \text{cm}$$

$$A f_s = \left[A' s + \frac{M_1}{z \cdot \sigma_s} \right] = \left[1.80 + \frac{34.94 \times 10^5}{34.808 \times 3480} \right] = 30.64 \text{cm}^2.$$

$$A_1 = A_{fc} = A f_s - \frac{N_u}{f_e} = 30.64 - \frac{126.47 \times 10^3}{4000} = -3.13 \text{cm}^2 < 0.$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$0.4x^2 - c'x + \frac{M_1 - N_u(d - c')}{0.8 \times b \times f_{bc}} = 0$$

$$0.4x^2 - 2.5x + \frac{34.94 \times 10^5 - 126.47 \times 10^3 (47.5 - 2.5)}{0.8 \times 50 \times 142} = 0$$

$$x = 28.12 \text{cm} \quad \alpha = \frac{x}{d} = \frac{46.1}{47.5} = 0.97 > 0.259 \quad \text{Pivot B.}$$

$$\varepsilon_s = 3.5 \times 10^{-3} \left(1 - \frac{c}{x}\right) = 3.5 \times 10^{-3} \left(1 - \frac{2.5}{28.12}\right) = 3.38\%$$

$$3.31\% > \varepsilon_{es} = 1.74\% \Rightarrow \sigma_s = 3480 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A_s = \frac{Nu - 0.8 \cdot b \cdot x \cdot f_b}{\sigma_s} = \frac{126.47 \times 10^3 - 0.8 \times 50 \times 28.12 \times 142}{3480} = -9.55 \text{ cm}^2 < 0.$$

$$A_{\min} (\text{RPA}) = 0.8\% B = 0.008 \cdot b \cdot h = 0.008 \cdot 30 \cdot 50 = 12 \text{ cm}^2.$$

$A_s < A_{\min}$ on ferraille avec A_{\min} donc on adopte **10T14** $A_s = 15.39 \text{ cm}^2$.

A l'ELS :

$$M_s = 0.86 \text{ t.m.}$$

$$N_s = 110.20 \text{ t.}$$

✓ Section homogène :

$$B_h = B + n(A_1 + A_2) = (30 \cdot 50) + 15(4.62 + 4.62) = 2138.6 \text{ cm}^2$$

✓ Moment statique :

$$M_{st} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_2 \cdot c' + 15 \cdot A_1 \cdot d$$

$$M_{st} = \frac{30 \cdot 50^2}{2} + 15(4.62 \times 2.5) + 15(4.62 \times 47.5) = 40965 \text{ cm}^3.$$

$$v' = v = \frac{M_{st}}{B_h} = \frac{40965}{2138.6} = 19.15 \text{ cm.}$$

✓ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} (v^3 + v'^3) + 15 A_1 (v - c)^2 + 15 A_2 (v' - c') \quad I =$$

$$\frac{30}{3} (19.15^3 + 19.15^3) + 15 \times 4.62 (19.15 - 2.5)^2 + 15 \times 4.62 (19.15 - 2.5) = 160820.08 \text{ cm}^4.$$

$$(1) e_o = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.86}{110.2} = 0.007 \text{ m} < h/6 = 0.5/6 = 0.08 \text{ m.}$$

$$(2) \sigma_{\min} = \frac{Nu}{B_h} - \frac{M_s \cdot v'}{I} = \frac{129.47 \times 10^3}{2138.6} - \frac{0.86 \times 10^5 \times 19.15}{160820.6} = 50.28 \text{ kg/cm}^2 > 0.$$

De (1) et (2) la section entièrement comprimée \Rightarrow On vérifie σ_{\max} :

$$\sigma_{\max} = \frac{Nu}{B_h} + \frac{M_s \cdot v'}{I} = \frac{129.47 \times 10^3}{2138.6} + \frac{0.86 \times 10^5 \times 19.15}{160820.6} = 70.77 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_c = 0.6 \cdot 25 = 150 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_c \max = 70.77 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma_{bc}} = 150 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots\dots\dots (\text{c.v}).$$

✓ **vérification de l'effort tranchant :**

$$T_u = 5.87 \text{ t.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b * d} = \frac{0.77 \times 10^3}{30 * 47.5} = 0.54 \text{ kg/cm}^2 = 0.054 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.054 \text{ MPA} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPA} \quad \dots\dots\dots (\text{c.v}).$$

* En zone de courante : $A_{\max} = 3\% B = 0.03 * 30 * 50 = 45 \text{ cm}^2$.

* En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% B = 0.06 * 30 * 50 = 90 \text{ cm}^2$.

* Longueur de recouvrement $40\Phi = 40 * 1.4 = 56 \text{ cm}$.

✓ **Les armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; \Phi_l ; b/10) = \min (50/35 = 1.42 ; 1.4 ; 50/10 = 5) = 1.4 \text{ cm}^2.$$

Soit $\Phi 8 \quad A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad 2 \text{ cadres}$.

✓ **Les armatures transversales :**

Zone nodale :

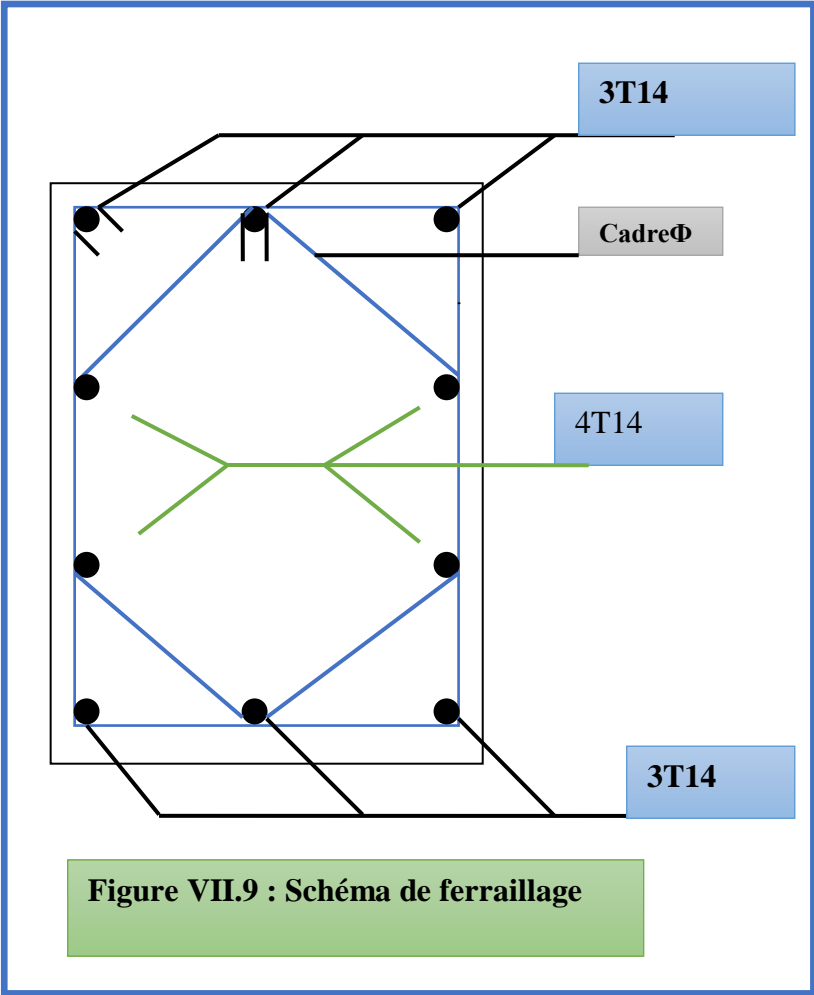
$$St \leq \min (10\Phi_l ; 15 \text{ cm}) = \min (10 * 1.4 = 14 \text{ cm}, 15 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}.$$

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

Zone courante:

$$St \leq \min 15\Phi_l = 15 * 1.4 = 21 \text{ cm}.$$

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



Etude des voiles

Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

Conception

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION) Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher). L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches). 3. Calcul des voiles.

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

Pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.10%.
- L'espacement des barres horizontales et verticales : $S_t \min (15 a ; 30 \text{ cm})$
- Les longueurs des recouvrements doivent être égales :
- $40 \Phi \Rightarrow$ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

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

VIII.2. Voiles pleines

1.1. Introduction :

Les voiles sont généralement soumis à des efforts verticaux (charges et surcharges) et des efforts horizontales (vent ; séisme).

Chaque refend sera calculé en flexion composée avec un effort tranchant et ferrillé suivant l'RPA, le calcul sera en bande verticale de largeur d si la section est partiellement

comprimée :

$$D \leq \min (h_e/2 ; 2l/3) \quad \text{tel que}$$

H_e : hauteur d'étage.

L' : la longueur de la zone comprimée.

Si non on ferraille avec $A_s \min = 0.15\% b \times h$.

En utilisant l'équation de NAVIER –BERNOULI :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.Y}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.Y}{I}$$

N : effort normal.

A : aire de la section totale.

M : moment fléchissant.

Y : position de l'axe neutre.

1.2. Ferrailage de voile

Prenons pour exemple de calcul de ferrailage pour le voile pleine (v1) et voile (v2) :

2.1. Voile (v1) :

▪ Niveau RDC :

$$L=3.40\text{m} \quad h=3.74 \quad e=0.3 \text{ m.}$$

$$M=20.95\text{t.m}$$

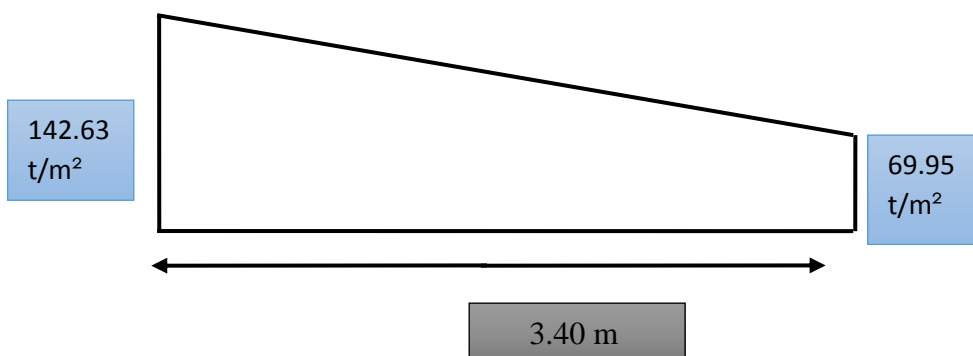
$$N=127.55\text{t.}$$

$$A=0.3 \times 3.4=1.02 \text{ m}^2 \quad I = \frac{e \times L^3}{12} = 0.98 \text{ m}^4 .$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.Y}{I} = \frac{127.55}{1.02} + \frac{20.95 \times 1.7}{0.98} = 106.291 + 36.34 = 142.63\text{t/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.Y}{I} = \frac{127.55}{1.02} - \frac{20.95 \times 1.7}{0.98} = 106.291 - 48.09 = 69.95\text{t/m}^2.$$

De (1) et (2) la section est entièrement comprimée.



On ferraille avec $A_{min} = 0.15\% \quad b \times h = 0.0015 \times 30 \times 374 = 16.83\text{cm}^2$.

$$St \leq (1.5a, 30\text{cm}) = 1.5 \times 30 = 45\text{cm} \quad St = 20\text{cm.}$$

Donc on adopte : 20T12 / face (par le mortier du voile) $A_s = 22.62 \text{ cm}^2$.

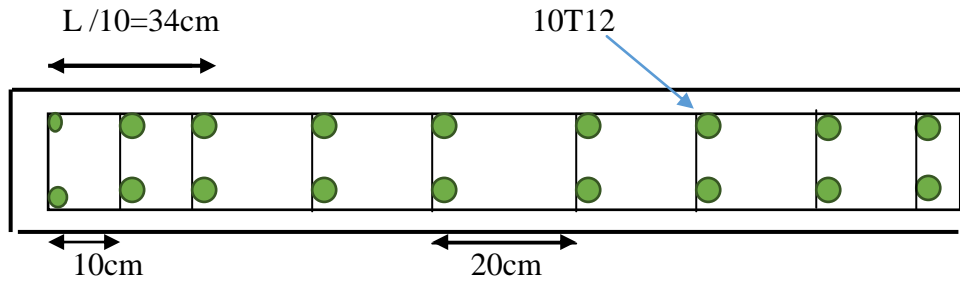


Figure VII .10: SCHEMA DE FERRAILLAGE (1/2voile)

▪ Niveau étage courant

$L=3.40\text{m}$ $h=3.06$ $e=0.3$ m.

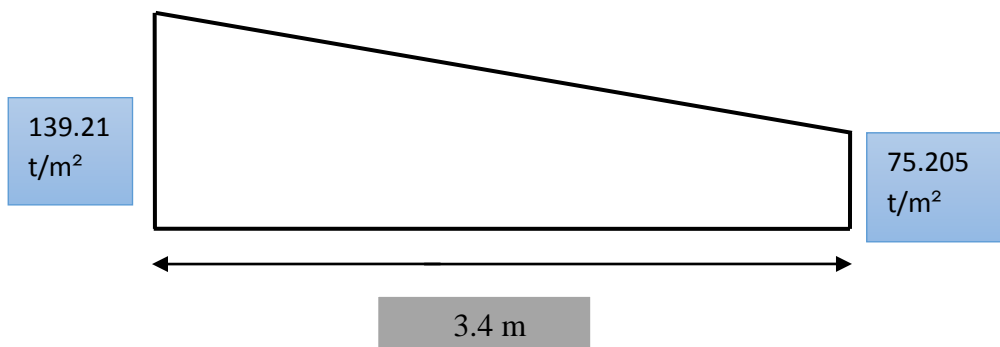
$M=18.45\text{t.m}$

$N=109.35\text{t.}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.Y}{I} = \frac{109.35}{1.02} + \frac{18.45 \times 1.7}{0.98} = 107.205 + 32 = 139.21 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.Y}{I} = \frac{109.35}{1.02} - \frac{18.45 \times 1.7}{0.98} = 107.205 - 32 = 75.205 \text{ t/m}^2.$$

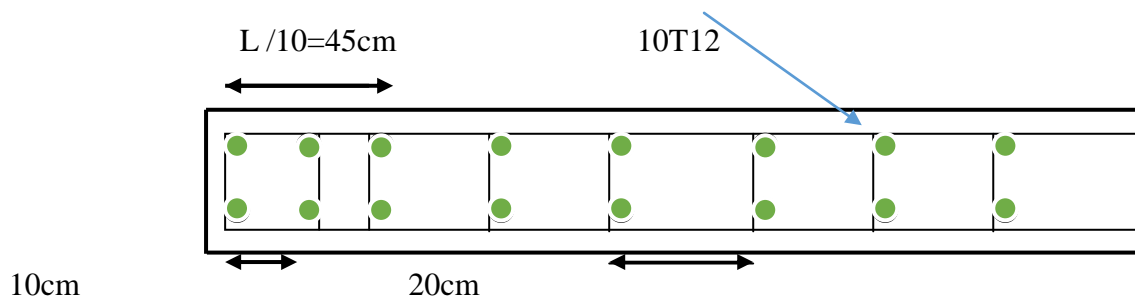
De (1) et (2) la section est entièrement comprimée.



On ferraille avec $A_{min} = 0.15\%$ $b \times h = 0.0015 \times 30 \times 306 = 13.77 \text{ cm}^2$.

$St \leq (1.5a, 30\text{cm}) = 1.5 \times 30 = 45\text{cm}$ $St = 20\text{cm}$.

Donc on adopte : 20T12 / face (par le mortier du voile) $A_s = 22.62 \text{ cm}^2$.



FigureVII.11: SHEMA DE FERRAILLAGE (1/2voile)

2.2. Voile (v2) :

- Niveau RDC :

L=2m h=3.74 e=0.3 m.

M=23.12t.m

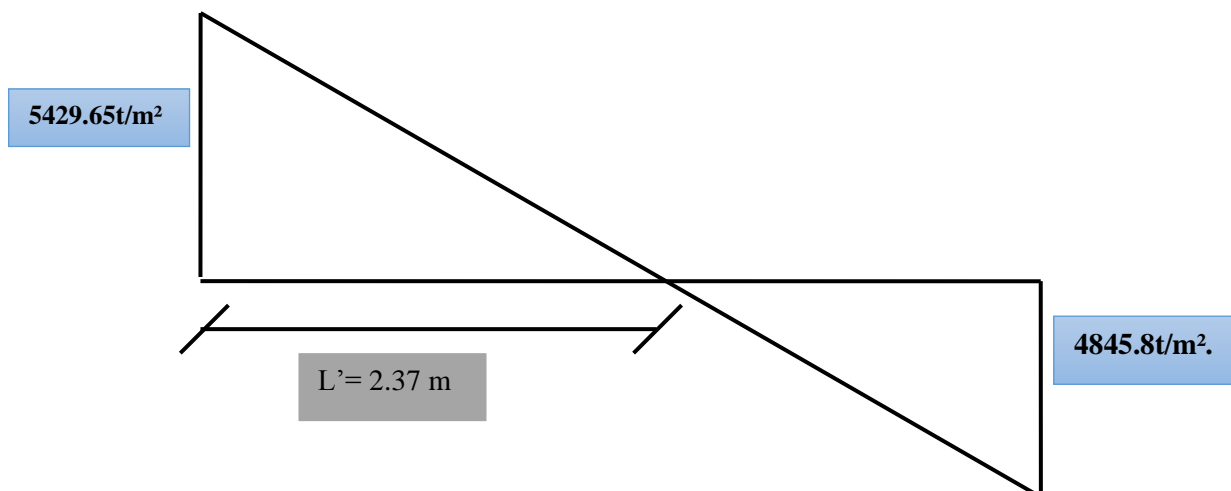
N=175.13t.

$$A=0.3*2=0.6m^2 \quad , \quad I=\frac{2*0.3^3}{12}=0.0045 \text{ cm}^4 .$$

$$\sigma_1=\frac{N}{A} + \frac{M.Y}{I} = \frac{175.13}{0.6} + \frac{23.12 \times 1}{0.0045} = 291.883 + 5137.77 = 5429.65t/m^2.$$

$$\sigma_2=\frac{N}{A} - \frac{M.Y}{I} = \frac{175.13}{0.6} - \frac{23.12 \times 1}{0.0045} = 291.883 - 5137.77 = -4845.8t/m^2.$$

De (1) et (2) la section est partiellement comprimée.



$$L' = \frac{\sigma_{\max} . L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = \frac{5429.65 \times 4.5}{5429.65 + 4845.8} = 2.37m.$$

$$d \leq \min(2/3L' = 2/3 * 2.37 = 1.58m ; h/2 = 3.74/2 = 1.87m)$$

On prend d =1.50m.

Zone tendue :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{22081.383}{2} = 11040.69 \text{ t/m}^2.$$

$$F_t = \sigma_{\text{moy}} \times e \times L_t = 11040.69 \times 0.2 \times 1.5 = 3312.20 \text{ t.}$$

$$A_s = \frac{F_t}{f_e} = \frac{3312.2}{4000} = 0.82 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{min}} = 0.15\% \times b \times h = 0.15\% \times 20 \times 374 = 11,22 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 0.82 \text{ cm}^2 < A_{\text{min}} = 11,22 \text{ cm}^2.$$

$$S_t \leq (1.5a, 30\text{cm}) = 1.5 \times 30 = 45\text{cm} \quad S_t = 15\text{cm}.$$

Donc on adopte : 19T12 / face (le mortier du voile) $A_s = 21.49 \text{ cm}^2$.

$$L/10 = 20\text{cm}$$

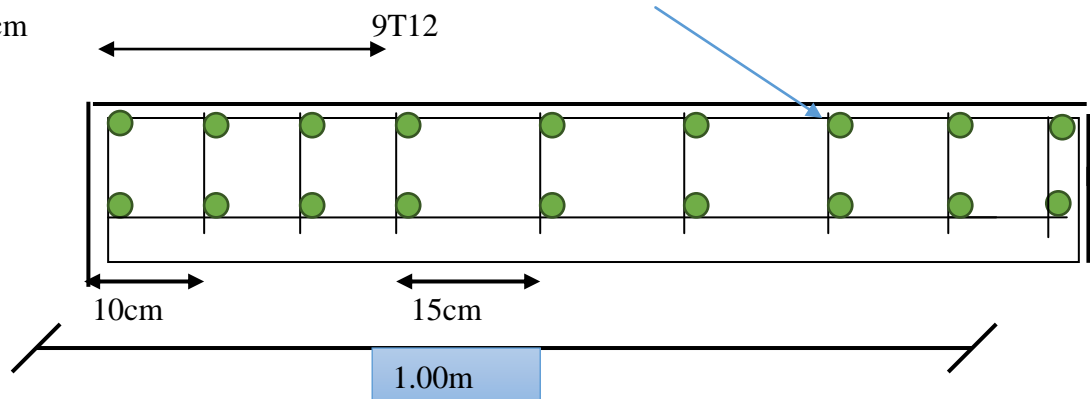


Figure VII.12: SCHEMA DE FERRAILLAGE (1/2 voile)

▪ Niveau Etage:

$$L=2\text{m} \quad h=3.06 \quad e=0.3 \text{ m.}$$

$$M=29.13 \text{ t.m}$$

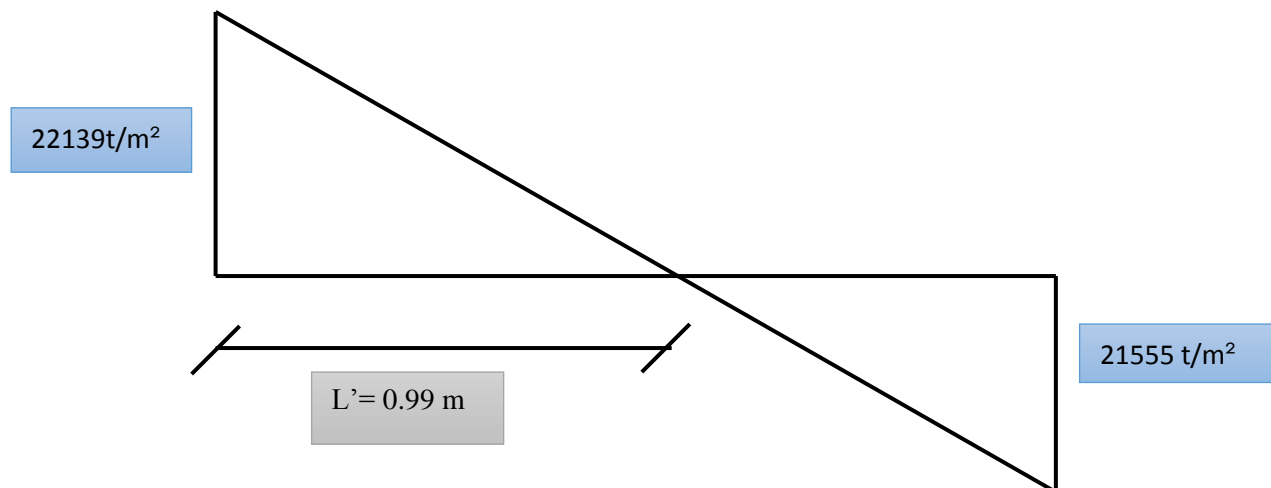
$$N=175.25 \text{ t.}$$

$$A=0.3 \times 2 = 0.6 \text{ m}^2 \quad I = \frac{3 \times 0.2^3}{12} = 0.002 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.Y}{I} = \frac{175.25}{0.6} + \frac{29.13 \times 1}{0.002} = 292.083 + 21847.5 = 22139.58 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.Y}{I} = \frac{175.25}{0.6} - \frac{29.13 \times 1}{0.002} = 292.083 - 21847.5 = -21555.416 \text{ t/m}^2.$$

De (1) et (2) la section est partiellement comprimée.



$$L' = \frac{\sigma_{\max} \cdot L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = \frac{22139.58 \times 3}{22555.416 + 22139.58} = 0.99 \text{ m.}$$

$$d \leq \min(2/3 L' = 2/3 \times 0.99 = 0.66 \text{ m} ; h_e/2 = 3.06/2 = 1.53 \text{ m})$$

On prend $d = 0.66$ m.

Zone tendue :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{21555.416}{2} = 10777.708 \text{ t/m}^2.$$

$$F_t = \sigma_{\text{moy}} \cdot e \cdot L_t = 10777.708 \cdot 0.2 \cdot 1.5 = 3233.31 \text{ t.}$$

$$A_s = \frac{F_t}{f_e} = \frac{3233.31}{4000} = 0.808 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.15\% \cdot b \cdot h = 0.15\% \cdot 0.0015 \cdot 30 \cdot 306 = 13.77 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 0.808 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 13.77 \text{ cm}^2.$$

On ferraille avec A_{\min} :

$$S_t \leq (1.5a, 30 \text{ cm}) = 1.5 \cdot 30 = 45 \text{ cm} \quad S_t = 15 \text{ cm.}$$

Donc on adopte : 19T12 / face (le mortier du voile) $A_s = 21.49 \text{ cm}^2$

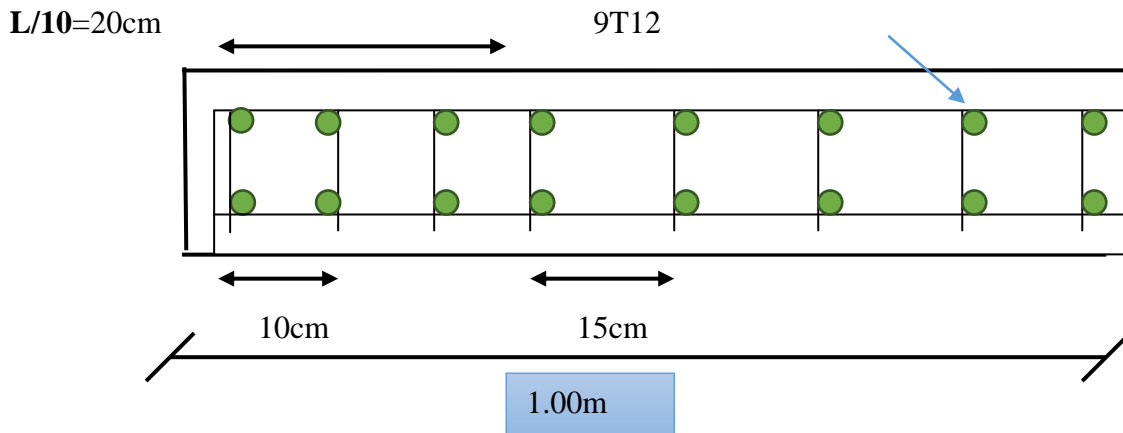


Figure VII.13: SCHEMA DE FERRAILLAGE (1/2 voile)

2.3. Voile (v3) :

▪ Niveau RDC :

$L=3.40m$ $h=3.74$ $e=0.2$ m.

$M=16.70t.m$

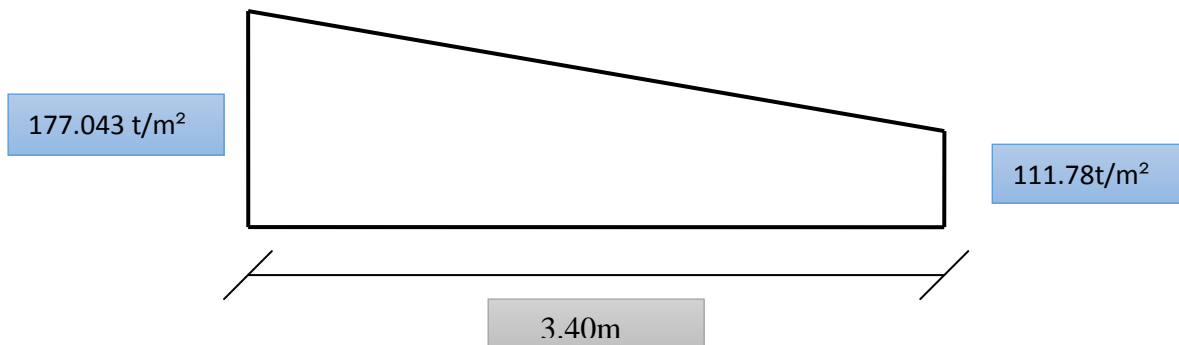
$N=98.20t.$

$A=0.2*3.40=0.68$ m² $I= \frac{e * L^3}{12} = 0.87$ m⁴.

$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.Y}{I} = \frac{98.20}{0.68} + \frac{16.70 \times 1.7}{0.87} = 144.411 + 32.63 = 177.043t/m^2.$

$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.Y}{I} = \frac{98.20}{0.68} - \frac{16.70 \times 1.7}{0.87} = 144.411 - 32.63 = 111.78t/m^2.$

De (1) et (2) la section est entièrement comprimée.



On ferraille avec $A_{min} = 0.15\% b*h=0.0015*30*374=11.22cm^2.$

$St \leq (1.5a, 30cm) = 1.5*20=30cm$ $St=20cm.$

Donc on adopte : 12T12 / face (par le mortier du voile) $A_s=13.56 \text{ cm}^2$.

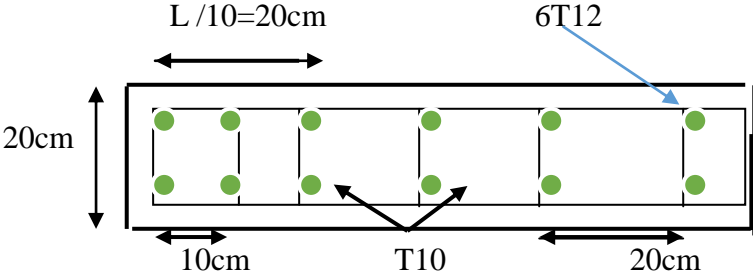


Figure VIII.14 : SCHEMA DE FERRAILLAGE (1/2voile)

Chapitre VIII:

Etude De l'infrastructure

Etude de l'infrastructure

VIII.1 Introduction

La construction d'un ouvrage nécessite au préalable l'étude du sol c'est-à-dire pour choisir le type et les dimensions des fondations, il est nécessaire de connaître la nature du sol où sera implanté notre ouvrage. L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

Définition :

Les fondations d'une construction sont constituées par des parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure à savoir : Le poids propre ou charge permanentes, les surcharges d'exploitation, les surcharges climatique et sismique. Donc les fondations constituent la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble et leur rôle principal est de répartir sur le sol les charges transmises par la structure et donc d'assurer sa stabilité :

- Stabilité au tassement ;
- Stabilité au renversement ;
- Stabilité au glissement (bon ancrage) ;
- Stabilité au soulèvement (due généralement à présence de nappes phréatique).

VIII.2. Etude De L'infrastructure :

2.1. Choix De Type De Fondations :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 2 bars, il y a lieu de projeter à priori , des fondations superficielles de type :

1. Semelle filante.
2. Radier évidé.
3. Radier général.

Deux choix s'offrent à nous :

1. Semelles filantes.
2. Radier général.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

L'étude géologique du site à donner une contrainte admissible 2 bars.

Nous proposant en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_s/S_b < 50\%$).

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_s}$$

Avec : $N = N_{ser} \dots \dots \dots$ (ELS)

($\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2$).

$N = 5661,75 \text{ t}$

$$\frac{N}{\sigma} = \frac{5661.75}{20} = 283.08 \text{ m}^2$$

Surface totale des semelles est : **283.08 m²**

Surface totale du bâtiment est : **359.07 m²**

($S_s/S_b < 50\%$)

$$\frac{283.08}{359.07} = 0.78 > 0.5$$

Donc :

$$S_s/S_b > 0.5 \leftrightarrow S_b = 0.78 > 0.5 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ; cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le radier général.

VIII.3. Pré dimensionnement du radier :

Epaisseur du radier :

Pour la détermination de l'épaisseur de radier on vérifie les conditions qui suivent :

➤ **Condition forfaitaire** : donné par

L_{max} : Distance maximale entre deux files successives ($L_{max} = 3.90 \text{ m}$)

$$e_r \geq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow e_r \geq \frac{390}{10}$$

Alors : $e_{r1} \geq 39.0\text{cm}$; On prend **hr = 40cm**

Pré dimensionnement de la nervure

$$L=3,90 \text{ m } \frac{l}{9} \leq h \leq \frac{l}{6} \Leftrightarrow 54.45 \leq h \leq 81.66 \text{ On prend } \mathbf{h=70}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.6h \Leftrightarrow 21 \leq h \leq 42 \text{ On prend } \mathbf{b=50}$$

Le choix final :

L'épaisseur qui répond aux trois conditions citées si avant est :

$$\begin{cases} \text{Dalle de radier} & \mathbf{h = 50 \text{ cm.}} \\ \text{Nervure} & \mathbf{h = 100 \text{ cm}} \end{cases}$$

Condition de la longueur élastique :

$$L_e = [4EI / Kb]^{1/4} \geq 2 L_{\max} / \pi$$

Avec :

Le : Longueur élastique.

Lmax : Distance maximale entre deux files successives (Lmax = 3.9 m).

E : Module d'élasticité du béton E= 3.21642 t/m².

b : Largeur du radier.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. Pour un sol moyen K=4000t/m³

$$\text{D'ou` : } hr \geq \sqrt[3]{\frac{48kl^4 \max}{E\lambda^4}} \quad h_r \geq 0.41\text{m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :On prend : **hr=50cm.**

Calcul de la surface du radier :

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$(\text{Nser/S}) \geq \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

D'ou :

$$S \geq \frac{N_{Ser}}{\sigma_s}$$

$$N = G+Q = 5661,75t$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 20t/m^2$$

$$\text{Donc : } S_{min} \geq 283,08 \text{ m}^2$$

L'emprise totale de bâtiment est de : 360m²

la surface du bâtiment est supérieur à la surface nécessaire de radier, à cet effet, nous

Avons prévu un débord.

$$L_{déb} \geq \text{Max}(h/2, 30\text{cm}) = 50\text{cm}$$

$$\text{Soit : } L_{déb} = 50\text{cm}$$

$$S = 20,70 \times 19,00 = 393,30 \text{ m}^2$$

$$\text{D'ou : } S_{radier} = 393,3 \text{ m}^2$$

$$\frac{5661,75}{393,30} = 14,39.t/m^2 < \bar{\sigma}_s = 20t/m^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Dalle de radier :

Condition de résistance au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} \leq \tau_u = \min \min(2; 5; 5) \text{ mpa}$$

$$b = 100\text{cm} (\text{une bande de } 1\text{m})$$

$$d = 0,9h$$

$$v_u = \frac{q_u \cdot l_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot l_{max}}{s_{rad} \cdot 2} = \frac{9967,05}{393,30} \cdot \frac{3,9}{2} = 49,417T$$

$$\tau_u = \frac{49417}{100 \times 0,9h} = 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = \frac{49417}{100 \times 0,9 \times 25} = 22\text{cm}$$

VIII.4. Vérification du radier :

4.1. Vérification à l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique. On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \gamma h S_r$$

Avec :

W : poids total du bâtiment à la base du radier = W = 7414 t.

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$).

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 1 \text{ t/m}^3$).

h : profondeur de l'infrastructure (h = 2,1 m).

Sr : surface du radier, (S = 393.3 m²).

$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 1 \times 2,1 \times 393,3 = 1238,89 \text{ t}$

Donc : $W \geq \alpha \gamma h S_r \leftrightarrow 7414 \text{ t} \geq 1238,89 \text{ t} \dots \text{CV}$

Alors cette condition est vérifiée les armatures de poinçonnement ne sont pas nécessaires

4.2. Caractéristiques géométriques du radier :

Centre de gravité du radier (infrastructure) :

$$\begin{cases} x_G = 13.80 \text{ cm} \\ y_G = 6.0635 \text{ cm} \end{cases}$$

Centre de gravité des masses du bâtiment (superstructure) :

Donné par ROBOT :

$$\begin{cases} x_G = 17.609 \text{ m} \\ y_G = 7.957 \text{ m} \end{cases}$$

Avec :

Détermination de l'excentricité :

$$e_x = |x_{G.\text{bâtiment}} - x_{G.\text{radier}}| \Rightarrow e_x = 0.0587 \text{ m}$$

$$e_y = |y_{G.\text{bâtiment}} - y_{G.\text{radier}}| \Rightarrow e_y = 0.0559 \text{ m}$$

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celles relatives au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

Inerties du radier :

$$I_x = 56937,34 \text{ m}^4$$

$$I_y = 11537,11 \text{ m}^4$$

VIII.5. Le ferrailage de radier :

Un radier fonction comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les paliers de l'ossature. Il est sollicité par la réaction du sol

Calcul de la réaction du sol :

À l'ELU :

Selon les résultats de ROBOT on a :

$$N_u = 9283541 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = N_u \times e_x = 12161438.71 \text{ kg.m}$$

$$M_{uy} = N_u \times e_y = 14296653.14 \text{ kg.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_g = 17.55 \text{ m} \\ IY = 11537,11 \text{ m}^4 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} Y_g = 7.9 \text{ m} \\ IX = 56937,34 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

$$S_r = 393.30 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 20 \text{ t/m}^2.$$

Sens x-x :

$$\sigma = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} XG$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} Xg \leq 1.5 \overline{\sigma_s}$$

$$\sigma_1 = \frac{9967.05}{393.30} + \frac{36357.48}{12574} \cdot 17.55 \leq 1.5 \overline{\sigma_s} = 1.5 \times 20 = 30 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_1 = 18.51 / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = 15.27 / \text{m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 17.70 / \text{m}^2 \dots\dots\dots cv$$

Sens y-y :

$$\sigma = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} YG$$

$$\sigma_1 = 21.50 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = 12.28 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 19.28 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots cv$$

Le ferrailage étant pour la dalle la plus sollicitée de dimensions (3.9 × 3.9) m² .

$$Ly = 3.90 \text{ m}$$

$$Lx = 3.90 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 1.00 > 0.40$$

On admet que le panneau porte dans les deux sens L_x , L_y . Le ferrailage s'effectuera pour une bande de largeur unité de 1m.

5.1. Le Ferrailage dans les deux sens : (fissuration préjudiciable)

On prend le panneau le plus sollicité

$$q_u = \sigma_{moy} + 1,35G_{rad} = 23.575t/ml$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23bd \text{ ft} / f_e \quad A_s \geq 5,43cm^2.$$

1. Sens x-x :

$$M_{ox} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0587 * 23,575 * (4,20)^2 = 24,41 \text{ t.m}$$

- Moment en appuis: $M_{ax} = 0,5 \times M_x = 12,20 \text{ t.m.}$
- Moment en travée: $M_{tx} = 0,75 \times M_x = 18,30 \text{ t.m.}$

Ferrailage en travée :

$$M_x = 18,30 \text{ t.m} \quad , \quad b = 100 \text{ cm} \quad , \quad d = 45 \text{ cm} \quad , \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} = \frac{18,30 \times 10^5}{100 \times 142 \times (45)^2} = 0,063$$

$\mu < 0.392$ donc on a section sans armatures comprimées $A' = 0 \text{ cm}^2$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,068.$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 43,776 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z\sigma_s} = \frac{18,30 \times 10^5}{43,776 \times 3480}$$

$$A_s = 12,01cm^2$$

On adopte **8HA14 = 12,31 cm²**.

Ferrailage sur l'appui :

$$M_{ax} = 12,20 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12,20 \times 10^5}{100 \times 142 \times (45)^2} = 0,042$$

$\mu < 0.392$ donc on a section sans armatures comprimées $A' = 0 \text{ cm}^2$

$$\alpha = 0,045$$

$$Z = 44,18 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{Max}{Z\sigma_s} = \frac{12,20 \times 10^5}{44,18 \times 3480} \quad A_s = 7,93 \text{ cm}^2$$

On adopte **8HA14 = 12,31 cm²**.

Condition de non fragilité:

En travée: $A_s = 12,32 \text{ cm}^2 > 5,43 \text{ cm}^2$ vérifiée.

En appuis: $A_s = 12,32 \text{ cm}^2 > 5,43 \text{ cm}^2$ vérifiée.

Sens y-y :

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,559 \times 24,41 = 13,64 \text{ t.m}$$

- Moment en appuis: $M_a = 0,5 \times M_{oy} = 6,73 \text{ t.m.}$
- Moment en travée: $M_t = 0,75 \times M_{oy} = 10,23 \text{ t.m.}$

Ferraillage sur appui :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5,735 \times 10^5}{100 \times 142 \times (45)^2} = 0,019$$

$\mu < 0.392$ donc on a section sans armatures comprimées $A' = 0 \text{ cm}^2$

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

$$\mu Z = d(1 - 0,4\alpha) \quad Z = 44,55 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_{ay}}{Z\sigma_s} = \frac{6,735 \times 10^5}{44,55 \times 3480} \quad A_s = 4,34 \text{ cm}^2$$

On adopte **8HA12 = 9,05 cm²**.

Ferraillage en travée :

$$M_{ty} = 10,23 \text{ t.m} \quad , \quad b = 100 \text{ cm} \quad , \quad d = 45 \text{ cm} \quad , \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10,23 \times 10^5}{100 \times 142 \times (45)^2} = 0,035$$

$\mu < 0.392$ donc on a section sans armatures comprimées $A' = 0 \text{ cm}^2$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})\alpha = 0,038.$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \quad Z = 44,32 \text{ cm}.$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{Z\sigma_s} = \frac{10,23 \times 10^5}{44,32 \times 3480} = 9,87 \text{ cm}^2$$

On adopte **8HA14 = 12,31 cm²**.

Condition de non fragilité:

$$A_s \geq 0,23bd \text{ ft} / \text{fe} \quad A_s \geq 5,43 \text{ cm}^2.$$

En travée: $A_s = 9,04 \text{ cm}^2 > 5,43 \text{ cm}^2$ vérifiée.

En appuis: $A_s = 9,04 \text{ cm}^2 > 5,43 \text{ cm}^2$ vérifiée.

Vérification a l'ELS :

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2fe}{3}; 110\sqrt{rf_{ij}} \text{ Mpa} \right\} = 2020 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

sens	Zone	M _s [T.M]	σ _{bc} (kg/cm ²)	σ _s (kg/cm ²)	σ̄ _{bc} (kg/cm ²)	σ̄ _s (kg/cm ²)	Observation
x-x	travée	10.23	25.25	1898.6	150	2020	Vérifiée
	appuis	9.30	40.30	1795.44	150	2020	Vérifiée
y-y	Travée	9,525	41.28	1873.21	150	2020	Vérifiée
	Appuis	6,35 t.m	31.11	1680.98	150	2020	Vérifiée

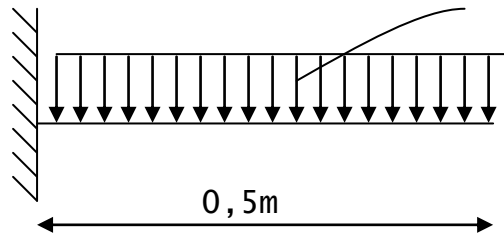
Tableau VII.1 : vérification de la contrainte de compression dans le béton

5.2. Le ferrailage de débord

On l'étudier comme une console encastree dans la nervure et libre dans l'autre coté qui chargée avec la contrainte de sol

À ELU :

$B=1\text{m}$, $h=50\text{cm}$, $d=45$, $L=0.5\text{m}$, $q_u=17.97\text{t/m}^2$, $f_{bc}=14.2\text{MPa}$



Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} \Rightarrow M_u = 2,246\text{t.m}$$

Calcul de ferrailage :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,246 \times 10^5}{100 \times 142 \times (45)^2} = 0,0078$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0098$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 44.82\text{ cm}$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_s = 1,44\text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e = 6.15\text{ cm}^2$$

On adopte **8HA14 = 12,31 cm²**

5.3. Ferrailage des nervures :

On choisit les nervures les plus sollicité (sens transversal et sens longitudinal)

Nervure transversal :

Pré dimensionnement :

$$L = 3.90\text{ m} \quad b = 50\text{cm} \quad h = 100\text{ cm} \quad c = 5\text{ cm}$$

À ELU :

$$M_t = 55.35\text{ t.ml}$$

$$M_a = 34.59\text{t.ml}$$

À ELS :

$$M_t = 43.30\text{t.ml}$$

$$M_a = 27.06\text{t.ml}$$

Le ferrailage :

Le ferrailage sera en flexion simple

En travée :

En travée:

$$Mt = 55,35 \text{ t.m} \quad , \quad b = 45 \text{ cm} \quad , \quad d = 90 \text{ cm} \quad , \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2 f_{bc}} = \frac{55,35 \times 10^5}{45 \times 142 \times (90)^2} = 0,106$$

$\mu < 0,392$ donc on a section sans armatures comprimées $A' = 0 \text{ cm}^2$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \alpha = 0,219$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 82,09 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{Mt}{Z\sigma_s} = \frac{55,35 \times 10^5}{82,09 \times 3480} \quad A_s = 15,37 \text{ cm}^2$$

On adopte **8HA16 = 16,08 cm²**.

En appui :

$$Ma = 34,59 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2 f_{bc}} = \frac{34,59 \times 10^5}{45 \times 142 \times (90)^2} = 0,066$$

$\mu < 0,392$ donc on a section sans armatures comprimées $A' = 0 \text{ cm}^2$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,132$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 85,24 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{Ma}{Z\sigma_s} = \frac{34,59 \times 10^5}{85,24 \times 3480} \quad , \quad A_s = 11,60 \text{ cm}^2$$

On adopte **6HA16 = 12,06 cm²**.

Vérification a l'ELS :**Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{ij}} \text{ Mpa} \right\} = 2020 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

Zone	M _s [T.M]	σ _{bc} (kg/cm ²)	σ _s (kg/cm ²)	σ̄ _{bc} (kg/cm ²)	σ̄ _s (kg/cm ²)	Observation
travée	10.23	72.37	1031.11	150	2020	Vérifiée
appuis	9.30	52.137	1362.53	150	2020	Vérifiée

Tableau VII.2 : vérification de la contrainte de compression dans le béton

Vérification de l'effort tranchant:

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \{0.1f_{c28}; 3\text{MPa}\} = \text{pour une fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 95,81 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{95,81 \cdot 10^3}{45 \times 90} = 2,36 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

Calcul de la section des armatures transversales :

Choix du diamètre : On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right\} \\ \phi_t \leq \min = \left\{ \frac{1200}{35}; \frac{600}{10}; 20 \right\} = 20 \text{ mm} \end{array} \right.$$

On prend : 1T8

Espacement exigé par le RPA :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\Phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 * 1,6 \right\} = 25cm$$

$$\Rightarrow S_t = 15cm(\text{en zone nodale})$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50cm$$

Donc on adopte :

$S_t = 15 \text{ cm}$ En zone nodale.

$S_t = 20 \text{ cm}$ En zone courante.

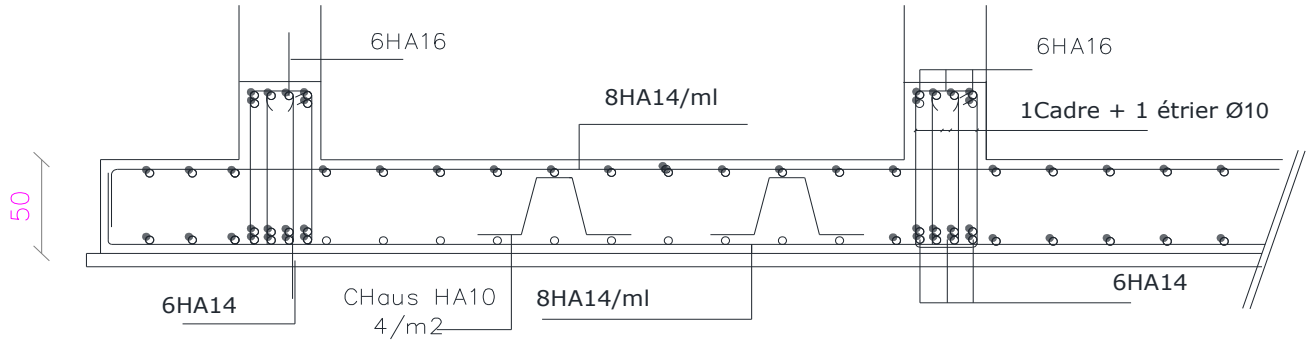
Diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min \left(\Phi_t ; \frac{h}{35}; \frac{h_0}{10} \right) = 25mm$$

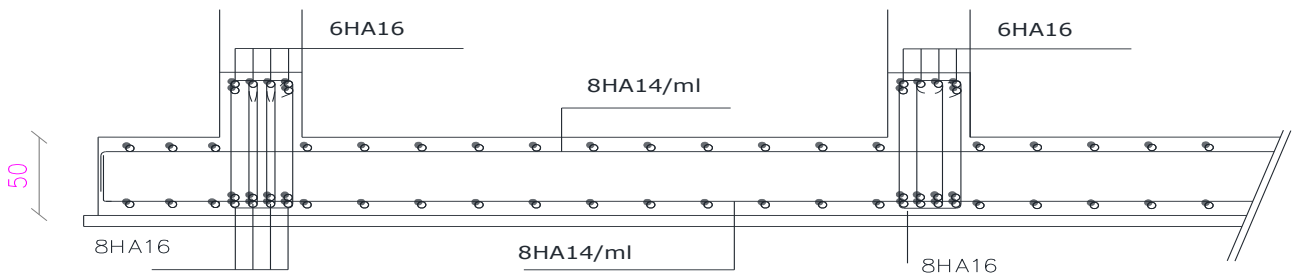
on prend : $\Phi 10 \rightarrow 4HA10 (A_T = 3,12cm^2)$

Ferraillage de radier nervuré

Figure VIII.1



Ferraillage du radier général Sens x-x



Ferraillage du radier général Sens y-y

VOILE PERIFERIQUE

VIII.1 Introduction

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité du l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées. Il ne fait pas partie du système de contreventement.

Selon le **RPA99 /2003**, Les ossatures au-dessus de niveau de base du bâtiment, doivent comporter un mur adossé continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% de la section du béton dans les deux sens (horizontal et Vertical).
 - Les armatures de ce voile ne doit pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - Dans le cas de bloc sépare par des joints de tassement, le voile doit ceinturer chaque bloc
- Sanitaires doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles radier) et le niveau de base en zone I et II.

➤ Evaluation des charges:

Poids propre: $G_1 = 0.2 \times 2.5 \times 1 = 0.5 \text{ tf/ml}$

Poussé du terre: $Q_1 = \gamma \times h \times k_a = 1.8 \times 2.89 \times 0.333 = 1.732 \text{ tf/ml}$

2.2. Calcul des moments en travée en appuis

➤ Charge uniforme:

Etat limite ultime :

$$\rho = L_x / L_y = 2.89 / 3.9 = 0.74 > 0.4$$

➤ Moment En travée

$$M_{ox} = \mu_x \times P (lx)^2 = 0.0633 \times 0.8 \times 2.89^2 = 0.422 \text{ t.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_{ox} = 0.85 \times 0.422 = 0.359 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0.4938 \times 0.422 = 0.208 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{oy} = 0.75 \times 0.208 = 0.156 \text{ t.m.}$$

➤ Moment En appuis

$$M_{ax} = 0.5 M_{ox} = 0.5 \times 0.264 = 0.123 \text{ t.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_{oy} = 0.123 \text{ t.m}$$

Etat limit service:

$$\rho = L_x/L_y = 2.89/3.9 = 0.74 > 0.4$$

➤ **Moment En travée**

$$M_{ox} = \mu_x * P (l_x)^2 = 0.0696 \times 0.8 \times 2.89^2 = 0.465 \text{ t.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_{ox} = 0.85 \times 0.465 = 0.395 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y * M_{ox} = 0.6315 \times 0.465 = 0.293 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{oy} = 0.75 \times 0.293 = 0.220 \text{ t.m.}$$

➤ **Moment En appuis**

$$M_{ax} = 0.5 M_{ox} = 0.5 \times 0.290 = 0.145 \text{ t.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_{ox} = 0.145 \text{ t.m}$$

➤ **Charge triangulaire:**

Etat limite ultime :

$$\rho = L_x/L_y = 2.89/3.9 = 0.74 > 0.4$$

$$M_{tx} = 0.0115 \times 1.732 \times 2.89^2 = 0.166 \text{ t.m}$$

$$M_{ax} = 0.0517 \times 1.732 \times 2.89^2 = 0.747 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0.0076 \times 1.732 \times 3.90^2 = 0.200 \text{ t.m.}$$

$$M_{ay} = 0.0222 \times 1.732 \times 3.90^2 = 0.584 \text{ t.m}$$

Etat limite service:

$$M_{tx} = 0.0122 \times 1.732 \times 2.89^2 = 0.176 \text{ t.m}$$

$$M_{ax} = 0.0565 \times 1.732 \times 2.89^2 = 0.817 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0.0051 \times 1.732 \times 3.90^2 = 0.134 \text{ t.m.}$$

$$M_{ay} = 0.0202 \times 1.732 \times 3.90^2 = 0.532 \text{ t.m}$$

➤ **Charge uniforme + triangulaire:**

Etat limite ultime :

$$M_{tx} = 0.39 \text{ t.m}$$

$$M_{ax} = 0.879 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0.297 \text{ t.m.}$$

$$M_{ay} = 0.716 \text{ t.m}$$

Etat limite service:

$$M_{tx} = 0.423 \text{ t.m}$$

$$M_{ax} = 0.018 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0.962 \text{ t.m.}$$

$$M_{ay} = 0.677 \text{ t.m}$$

2.3. Ferrailage de voile

➤ **Armature vertical:**

En Travée:

$$M_t = 0.39 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = (0.39 \times 10^5) / (100 \times 18^2 \times 142) = 0.008 < 0.392$$

$$\alpha = 0.010$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = (0.39 \times 10^5) / (0.99 \times 18^2 \times 3480) = \mathbf{0.625 \text{ cm}^2}$$

Donc on adopte **6T12** $\Rightarrow A_s = \mathbf{6.78 \text{ cm}^2}$.

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0.23bd \frac{f_t 28}{f_e} = 0.23 * 100 * 18 \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **6T12** $\Rightarrow A_s = \mathbf{6.78 \text{ cm}^2}$.

En appuis :

$$M_a = 0.878 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = (0.879 \times 10^5) / (100 \times 18^2 \times 142) = 0.019 < 0.392$$

$$\alpha = 0.024$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = (0.879 \times 10^5) / (0.99 \times 18^2 \times 3480) = \mathbf{1.41 \text{ cm}^2}$$

Donc on adopte **6T12** $\Rightarrow A_s = \mathbf{6.78 \text{ cm}^2}$.

➤ **Armature horizontale :**

En Travée:

$$M_t = 0.297 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = (0.297 \times 10^5) / (100 \times 18^2 \times 142) = 0.006 < 0.392$$

$$\alpha = 0.008$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = (0.297 \times 10^5) / (0.99 \times 18^2 \times 3480) = \mathbf{0.476 \text{ cm}^2}$$

Donc on adopte **6T10** $\Rightarrow A_s = \mathbf{4.74 \text{ cm}^2}$.

En appuis :

$$M_a = 0.716 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = (0.716 \times 10^5) / (100 \times 18^2 \times 142) = 0.015 < 0.392$$

$$\alpha = 0.019$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = (0.716 \times 10^5) / (0.99 \times 18^2 \times 3480) = \mathbf{1.41 \text{ cm}^2}$$

Donc on adopte **6T10** $\Rightarrow A_s = \mathbf{4.74 \text{ cm}^2}$.

2.4. Vérification à L'E.L.S :

En appuis :

$$M_t = 0.962 \text{ t.m} ; A_s = 6.78 \text{ cm}^2$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$(bx^2/2)+15(As+ As') x-15(Asd+ As'c')=0$$

$$(100 x^2/2)+15(6.78) x-15*18*6.78=0$$

$$x = 5.118 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie:**

$$I= (bx^3/3) +15As (d-x)^2+15As' (x-c')^2$$

$$I = 13198.81 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes:**

Béton :

$$\sigma_{bc}=Mts*x/I$$

$$\sigma_{bc} = 49.41 \text{ kg / cm}^2 \leq 150 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{vérifier.}$$

Acier:

$$\sigma_{st} = 15Mts*(d-x)/I$$

$$\sigma_{st} = 861.72 \text{ kg / cm}^2 \leq 2020 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{vérifier.}$$

En Travée:

$$M_{as} = 0.423 \text{ t.m} ; As = 6.78 \text{ cm}^2$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$x = 5.118 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie:**

$$I = 13198.81 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes:**

Béton :

$$\sigma_b = 16.40 \text{ kg / cm}^2 \leq 150 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{vérifie}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = 378.90 \text{ kg / cm}^2 \leq 2020 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{vérifie}$$

$$L/10=26.5 \text{ cm}$$

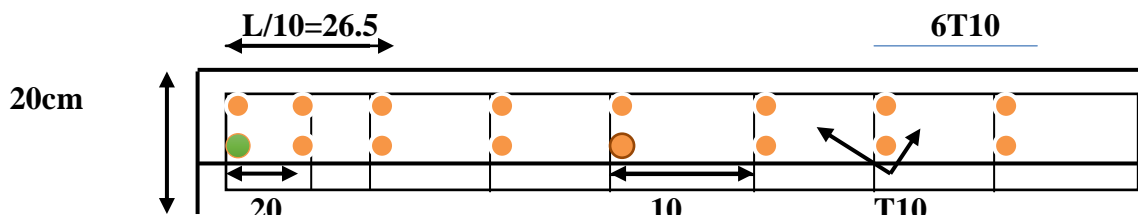


Figure VIII.6 : Schéma de ferrailage (1/2 voile)

Conclusion

Conclusion Général

Ce projet de fin d'étude était une occasion pour nous d'appliquer les connaissances théoriques acquises durant cinq années de formation, cette expérience nous a permis d'acquérir et d'approfondir nos connaissances concernant le domaine de bâtiment en se basant sur les documents et règlements techniques tels que : **BAEL91, RPA99 version 2003** et autres.

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ses éléments, donc la conception de l'ouvrage. Par ailleurs cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- Etant donné l'objectif primordial est la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.
- On a constaté que la disposition des voiles est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer dans la structure, et elle joue un rôle déterminant dans le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA99 version 2003, cela veut dire que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.
- La vérification de l'interaction voiles - portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable, elle nous a permis de savoir que la section des poteaux adopté au pré dimensionnement est à augmenter.
- Le choix de type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de préventions imposées pour la stabilité de la structure ; Cela nous a conduit a opté pour un radier nervuré qui peut assurer la stabilité de notre structure.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'études. IL nous a permis de faire une récapitulation de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire. Nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique

Bibliographie

REGLEMENT :

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91
- Charges permanentes et charges d'exploitation DTR-BC 2.2
- DTR-BC 2.331 calculs des fondations superficielles.

Cours :

- Cour béton armée master 1 (Mr.Merzoud).
- Cour licence (M.Slougha).
- cours de bâtiment
- Cours résistance des matériaux (RDM)

Les mémoires de fin d'étude :

- Etude d'une tour (Sous-sol+R+10) en béton a usage d'habitation
- Etude d'un bâtiment R+10 Annaba

Outils informatiques

- Logiciel AUTOCAD 2017 (dessin).
- Robot 20121 (modélisation).
- Word 2013 (traitement des textes).
- Excel 2007 (calcul).

Annexe

Annexe A:

Les plans Architectural

Annexe B:

Les plans génie civil

