



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم و التكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil & Architecture
N° d'ordre :

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : (construction)

Thème

**Etude d'un bâtiment (Sous-sol +R.D.C + 06étages) à usage
Habitation**

Présenté par :

1. MOUSSA FADILA
2. AMROCHE SAMIA

Soutenu le 30 /06/ 2020 devant le jury composé de :

Président : Mr Belguesmia Khalil

Examineur :Mr Rezigua Ahmed

Encadreur: Mr Zelmat Yassine.

Année Universitaire : 2019 / 2020

Remerciements

Notre parfaite gratitude et nos remerciements à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour mener à bien ce modeste travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon encadreur Monsieur **ZALMAT YACINE** pour son soutien, ses conseils judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de cet ouvrage.

J'exprime aussi ma reconnaissance à tous les membres du jury d'avoir accepté de lire, de présider et examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.

Mes vifs remerciements pour l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur civil.

Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude, qu'ils trouvent ici, l'expression de nos sincères remerciements.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière à usage multiple constitué d'un rez de chaussée + 6 étages, implanté dans la wilaya de Mostaganem.

Cette étude se compose de quatre parties :

-La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite

le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

- La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier poutrelles, dalles pleines et l'acrotère).

- L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par étabs afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).

-La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres).

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Dédicaces

- Au terme de la rédaction de ce mémoire, c'est un devoir agréable d'exprimer en quelques lignes la reconnaissance que je dois à tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à l'élaboration de ce projet, je tiens à exprimer mes profonds respects et gratitude et dédier ce modeste travail à :

-Mes chères parents qui m'ont toujours poussée et motivée durant toutes mes années d'études les mots ne sauraient exprimer l'immense et profonde gratitude que je leur témoigne ici pour leurs précieux soutien, pour leur patience, pour avoir crus en moi, pour leurs sourires réconfortants et pour leurs sacrifices qui m'ont permis d'atteindre cette étape dans ma vie et qu'ils m'ont jamais cessée de consentir pour moi instruction et mon bien être dieu me les gardes et les protèges.

- mes frères et sœurs qui étaient toujours là pour m'aider.

- c'est un moment de plaisir de dédier ce travail à mon oncle « ami Ali » et sa petite famille et de partager avec eux cette joie.

- Je remercie Younes qui m'encourage tout le temps et me pousse de travailler pour arriver à mon objectif ainsi que mes proches qui ont supporté mes efforts.

- Mon binôme de ce projet « Asmaa ».

Samia

Dédicaces

-Al 'aide de dieu, tous l'impossible devient accessible.

-je dédie l'homme de ma vie, mon cher papa EL HADJ MOUSSA AMAR,

Qui à été toujours à mes cotés, merci pour le soutien, l'encouragement et surtout la confiance.

A ma mère, grâce à toi, je suis ici aujourd'hui. Tu es ma source de joie et de bonheur.

-A mes frères, Hassan, Abou Baker, vous présence à mes coté m'a toujours donnée l'envie d'avancer.

A mes fleures de ma vie, mes chères sœurs, Karima, soumia, Djamila, vous m'avez toujours soutenu et encouragé durant mes années d'études, merci infiniment.

-A mes anges, zahra, djaWad et Islam, vous êtes ma plus belle histoire d'amour.

-A mes grandes mères, Hachimia et yamina .ce travail est le résultant de cos doua, vos prières et vos mots d'amour.

Que dieu vous protégée.

-Atout la famille MOUSSA, OUADI et ABDELWAHED

Jr vous aimes !

-A mes amis, Hanane, Samia Vous êtes pour moi des sœurs , je vous dédie ce travail et je vous souhaite une vie pleine de santé et de bonheur et beaucoup de réussit.

Fadila

Liste des figures :

Chapitre I : Introduction et présentation du projet.	
Figure I-1 : Diagramme parabole-rectangle (béton)	04
Figure I-2 : Diagramme contraintes-déformations du calcul l'ELS	04
Figure I .3. Diagramme contrainte-déformation d'acier à L'E.L.U	06
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.	
Figure II.1. Plancher corps creux.	10
Figure II.2. Coupe transversale dans le plancher terrasse inaccessible.	11
Figure II.3. Coupe transversale dans le plancher étage courant.	11
Figure II.4: Coupe verticale de plancher sous-sols en dalle pleine.	12
Chapitre III: Etude des planchers.	
Figure.III.1. Coupe transversale du plancher à corps creux.	18
Figure.III.2. Schéma des poutrelles.	19
Figure III.3. Dimension adopté des Poutrelles.	20
Figure III.4. Diagramme des moments fléchissant ELU type 4	25
Figure III.5 : Diagramme des efforts tranchants ELU type 4.	26
Figure III.6 : Diagramme des moments fléchissant à E.L.S Type 4	27
Figure III.7 : Diagramme des moments fléchissant à E.L.S Type 4	28
Figure III.8 : Diagramme des moments fléchissant à E.L.U type 3	29
Figure III.9 : Diagramme de l'effort tranchant à E.L.U Type 3	29
Figure III.10: Diagramme des moments fléchissant à E.L.S type 3	30
Figure III.11 : Diagramme des efforts tranchants à E.L.S Type 3	33
Figure.III.12: Section de calcul en travée.	35
Figure.III.13: Section de calcul en appui.	46
Figure.III.14: évaluation des moments en travées et en appuis pour la dalle pleine.	46
Chapitre IV : étude des éléments non structuraux.	
Figure. IV.1 : Caractéristiques géométriques de l'escalier.	53
Figure. IV.2 : Descentes des charges dans l'escalier.	57
Figure. IV.3 : Diagramme des moments fléchissant.	59
Figure. IV.4 : Diagramme des moments fléchissant.	60
Figure. IV.5 : Diagramme des moments fléchissant.	62

Figure. IV.6 : Diagramme des moments fléchissant.	63
Figure. IV.7 : Schéma statique de la poutre palière.	67
Figure. IV.8 : Diagramme des moments fléchissant.	73
Figure. IV.9 : Diagramme des moments fléchissant.	73
Figure. IV.10 : Diagramme des moments fléchissant.	74
Figure. IV.11 : Diagramme des moments fléchissant.	74
Figure IV.12 : schéma statique.	76
Figure IV.13 : coupe de l'acrotère.	76
Figure IV.14 : section de calcul de l'acrotère.	79
Figure IV.15 : coupe de l'acrotère.	82
Figure IV-16 : schéma statique de balcon.	83
Figure IV.17 : Dessin ferrailage de balcon.	86
Chapitre V : étude sismique	
Figure .V.1 : Interface de l'ETABES Bat.	110
Figure. V.2: Model 3D du bâtiment.	117
Figure VI.1: Ferrailage des poutres secondaires au niveau de travée	117
Figure VI.2 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis	118
Chapitre VI : Etude des Portiques	
Figure VI.3 : Ferrailage des poutres principales au niveau d'appui	125
Figure VI.4 : Ferrailage des poutres principales au niveau de travée	127
Figure VI.6: Contrainte du voile	128
Chapitre VII :Etude des Fondation	
Figure VII.1 : Dimension d'une semelle isolée	132
Figure VII.2 : radier nervuré	133
Figure VII.3 : Dimensions du radier	136
Figure VII.4 : Dimensions des poutres libage.	137
Figure. VII.5 : Schéma statique	143
Figure. VII.6 : Diagramme des moments	143

Liste des tableaux :

Chapitre I : Introduction et présentation du projet.	
Tableau I-1 : caractéristiques géométriques	01
Tableau I.2 : Dosage et composition du béton.	03
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	
Tableau II.1 : la loi de dégression des surcharges d'exploitation	15
Chapitre III: Etude des planchers.	
Tableau III.1. Etude du 3ertype plancher étage courant (Méthode Forfaitaires)	28
Tableau.III .2: récapitulatif des moments fléchissant, efforts tranchant et l'abscisse(X_0)	32
Tableau.III.3: récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle :	42
Tableau III.4: Calcul des armatures de plancher corps creux (étages courants)	43
Tableau III.5: récapitulatif Calcule des sollicitations :	43
Tableau III.6: Calcul des armatures de plancher corps creux (Terrasse)	43
Tableau III.7: Calcul des armatures de plancher corps creux (RDC)	45
Tableau III.8 : Valeur approchée des coefficients μ_x et μ_y [art 2.1.2/ BAEL91].	45
Chapitre IV : Etude Des Eléments Non Structuraux.	
Tableau. IV.1 : Evaluation des charges (palier).	63
Tableau. IV.2 : Résultats du ferrailage	75
Chapitre V : Etude sismique	
Tableau. V.1 : Valeurs des pénalités P_q .	94
Tableau V.2. Tableau récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente	95
Tableau V.3 : Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique.	96
Tableau V.4 : Modal Participation Mass Ratios	97
Tableau V.5 : Vérification de la période	98
Tableau V.6 : vérification de l'effort normal réduit.	99
Tableau V.7 : Valeurs des déplacements inter-étages.	100

Tableau V.8 : Calcul de θ_x et θ_y	101
Chapitre VI : Etude des Portiques	
Tableau VI .1 : calcul des contraintes	104
Tableau VI.2 : Choix des armatures des poteaux	107
Tableau VI.3 : Choix des armatures transversales pour les poteaux	109
Tableau VI.4 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et des efforts normaux	112
Tableau VI.5 : Tableau récapitulatif des ferrailages des poutres.	129
Tableau V.6 : Tableau récapitulatif des sollicitations :	129
Chapitre VII : Etude des Fondation	
Tableau VII.1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et des sections des armatures	141
Tableau VII.2 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et vérifications à ELS	142
Tableau VII.3 : Ferrailage des débords	143
Tableau VII.4 : Vérification des contraintes pour le débord	144

Sommaire

Chapitre I : Présentation de projet	
Introduction :	01
I.1) Présentation du projet :	01
I.2) Caractéristique générales :	01
I.2.1) Caractéristiques géométriques :	02
I.2.2) Caractéristiques techniques :	03
I.3) Caractéristiques géotechniques du sol :	03
I.4) Caractéristiques mécaniques des matériaux :	03
I.4.1) Béton :	03
I.4.2) Les Armatures :	05
Chapitre - II - PREDIMENSIONNEMENT	
II.1) Pré-dimensionnement des poutres :	08
II.1.2) Poutre secondaire :	08
II.2) Pré-dimensionnement des planchers :	09
II.2.1) Plancher à dalle pleine :	09
II.3) Descente de charge :	11
II.3.1) Plancher terrasse inaccessible :	11
II.3.2) Plancher étage courant :	11
II.3.3) Plancher a dalle pleine (RDC) :	12
II.4) Pré-dimensionnement des poteaux :	12
II.4.1) Les conditions de pré-dimensionnement des poteaux :	13
II.4.2) Dégression des surcharges d'exploitation :	14
II.5.3) Calcul de la section du poteau :	15
II.6) Pré dimensionnement des voiles :	17
II.6.1) voile de contreventement :	17
II.6.2) voile périphériques du sous-sol :	17
Chapitre III : Etude des plancher	
III.1) Introduction :	18
III.2) Plancher à corps creux :	18
III.2.1) Pré-dimensionnement des poutrelles :	19
III.2.2) Etude et ferrailage de la dalle de compression :	19
III.2.3) Etude des poutrelles :	21
III.2.3.1) Type de poutrelle :	21

Sommaire

III.2.3.2) Les chargements à l'ELU et l'ELS :	22
III.2.3.3) Méthode de calcul :	22
III.2.3.3.1) Méthode forfaitaire :	22
III.3) Dalle pleine :	44
Chapitre IV : Etude Des Eléments Non Structuraux	
IV.1) Etude des escaliers :	53
IV.1.1) Définition :	53
IV.1.2) Les Caractéristiques géométrique :	53
IV.1.3) épaisseur de la paillasse et de palier :	55
IV.1.4) Combinaison fondamentale :	57
4.2) Escalier étage courant	61
III.5) Ferrailage :	63
Chapitre VI : Etude des Portiques	
IV.6) Etude de la poutre palière :	67
III.7) Escalier de RDC :	73
IV.2) Etude de l'acrotère :	76
IV.2.1) Définition :	76
IV.2.2) ferrailage :	76
IV.2.2.1) sollicitation:	76
IV.2.2.3) calcul de l'excentricité :	78
IV.2.2.4) Calcul de ferrailage :	79
IV.3) Etude des balcons :	83
IV.1) balcon pour les étages courants	83
Chapitre V : Etude sismique	
V.1) Introduction :	87
V.2) Objectif de l'étude dynamique:	87
V.2.1) Méthode de calcul :	87
V.2) Méthode statique équivalente:	87
V.2.2) Méthode dynamique modale spectrale :	89
V.3) Etapes de modélisation :	89
V.4) Interprétation des résultats :	92
V.4.1) Calcul la force sismique par la méthode statique équivalente :	92
V.5) Calcul de la force sismique par l'analyse dynamique modale spectrale :	93

Sommaire

Chapitre VI: Etude des Portiques	
VI.1) Introduction :	103
VI.2) Définitions :	103
VI.2.1) Poutres :	103
VI.2.2) Poteaux :	103
VI.3) Etude des portiques :	103
VI.3.1) Combinaisons d'actions :	103
VI.3.2) ETUDE DES POTEAUX :	104
VI.3.2.1) Les armatures longitudinales :	105
VI.3.2.1) Calcul des armatures transversales:	107
VI.3.2.3) Longueur de recouvrement L_r :	110
VI.3.2.4) Longueur de la zone nodale :	110
VI.2.3) Etude des poutres :	111
VI.2.4) Etude des voiles :	118
VI.2.4.) Introduction :	118
VII.2.4.2) Ferrailage des voiles de contreventement :	119
VI.2.4.3) Les Armatures horizontales :	120
VII.2.4.3) Ferrailage des linteaux :	124
VII.2.4 .4) Etude des voiles périphérique :	127
Chapitre VII : Etude des Fondation	
VII.1) Introduction :	132
VII.2) Pré dimensionnement des semelles :	132
VII.3) Etude du radier général :	133
VII.3.1) Pré dimensionnement:	133
VII.3.1.1) Hauteur totale du radier :	133
VII.3.1.2) l'épaisseur de la dalle :	136
VII.3.1.3) la hauteur des nervures :	136
VII.3.2) Vérification de l'effet de sous pression :	137
VII.3.3) Vérification de la stabilité du radier :	137
VII.3.4) Vérification des contraintes du sol :	139
VII.3.5) Ferrailage de la dalle du radier :	140
VII.3.5.1) Méthode de calcul :	140
VII.3.5.2) Valeur de la pression sous radier:	140

Sommaire

VII.3.5.3) Calcul des moments.	140
VII.3.6) Ferrailage des débords:	142
VII.3.6.1) Calcul des armatures	143
Conclusion générale	145
Bibliographie	146

Chapitre I : Présentation de projet

Introduction :

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. C'est dans ce contexte que s'inscrit ce travail qui nous a été confié. Notre travail vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation MASTER à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

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

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (CBA93, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.1.Présentation du projet :

Le projet consiste à l'étude d'une structure composée d'un sous-sol, RDC et six étages, dont le sous-sol est réservé à un parking, le RDC abrite des locaux à usage commercial et 1ere étage locale professionnelle, et le reste des étages sont à usage d'habitation.

Ce bâtiment est implanté à la wilaya de Mostaganem dans la commune de Mazagran, qui est considérée par le règlement parasismique Algérien « RPA 99 (version 2003) » comme une région de moyenne sismicité (zone IIa).

I.2. Caractéristique générales :

I.2.1- Caractéristiques géométriques :

Tableau. I.1 : caractéristiques géométriques :

La hauteur de chaque niveau d'habitation	3.06m
La hauteur de RDC	4.25m
La hauteur de niveau sous-sol	2.72m
La longueur totale du bâtiment	26.80m
La largeur totale du bâtiment	20.85m
La hauteur totale du bâtiment	23.21m

D'après la classification des RPA99 version 2003 :

- ✓ Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant (groupe d'usage2).
- ✓ Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- ✓ Le site est considéré comme meuble (S3).
- ✓ D'après le rapport du laboratoire Mécanique de sol, La contrainte admissible du sol est $\bar{\sigma} = 2,5$ bars.

I.2.2)- Caractéristiques techniques :**I.2.2.1)- Ossature :**

La structure que l'on propose correspond à une solution traditionnelle en béton armé par un système des voiles porteurs, et tous les éléments du bâtiment coulé sur place, en assurant ainsi le monolithisme entre eux.

I.2.2.2)- Plancher :

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

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

a. Planchers corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux et d'une table de compression en béton armé.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

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

b. Planchers dalle pleine :

Pour certaines zones, On a opté pour des dalles pleines comme les Balcon et la dalle d'ascenseur.

I.2.2.3)- Escaliers :

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

I.2.2.4)- Gaine d'ascenseurs :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I.2.2.5)- Maçonnerie :

On distingue :

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

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

a. Murs extérieurs :

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

b. Murs intérieurs :

Ils sont réalisés en brique creuses de 10cm d'épaisseur.

I.2.2.6)- Acrotère :

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

I.2.2.7)- Contreventement :

La stabilité et le contreventement du bâtiment sont assurés par le système auto stable (poteau poutre) dans les deux sens longitudinaux et transversaux.

I.3. Caractéristiques géotechniques du sol :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré meuble (S3).
- La contrainte admissible du sol est = 2 bars.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.4.1. Béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange, le gravier le sable, les liants et l'eau.

Le béton est dosé à 350 kg/m³.

a. Dosage et composition du béton :

Pour obtenir au moment de la mise en œuvre une consistance convenable et après durcissement de la qualité par lesquelles l'étude et orienté, la composition moyenne pour 1m³ de béton est la suivante :

Tableau I.2 : Dosage et composition du béton.

Composants	Gravies 5/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume	800L	400L	8sac	180L
Poids (Kg)	1200	600	400	180

b. Résistance caractéristique :

La résistance à la compression est égale à la rupture par compression à « j » jours sur un cylindre de 200 cm² de section.

- Compression : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ « pour j = 28 jours ».
- Traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

c. Module de déformation longitudinale du béton :

- Module instantané : $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ Mpa}$.
- Module différé : $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,9 \text{ Mpa}$.

❖ Contrainte de calcul de béton comprimé :

a. Etat limite ultime de résistance « E.L.U.R » :

ϵ_{bc} : La déformation du béton à la compression. $\sigma_{bc} [\text{MPa}]$

$$\text{Si : } 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b \left[1 - \left(2 \frac{\epsilon_{bc}}{2}\right)\right]}$$

⇒ La courbe est sous forme d'une parabole.

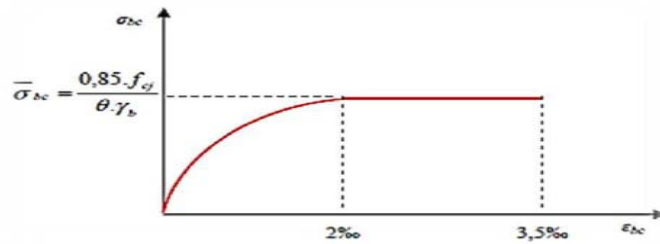


Figure. I- 1 : Diagramme parabole-rectangle (béton)

Si $\frac{0,85 \times F_{c28}}{\gamma_b}$

$$2‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5‰ \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

⇒ La courbe est sous forme d'un rectangle.

Avec :

$$\Theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t \geq 24 \text{ heures} \\ 0.9 & \text{si } 1 \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0.85 & \text{si } t < 1 \text{ heures} \end{cases}$$

b. Etat Limite Service « E.L.S » :

La contrainte admissible du béton à la compression :

$$\sqrt{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa} .$$

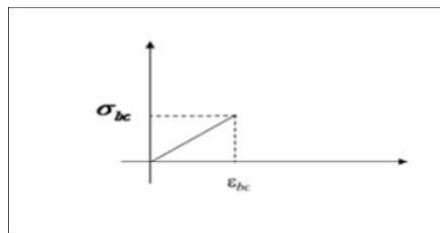


Figure 1.2: Diagramme contraintes-déformations du calcul à l'ELS.

I.4.2. Les Armatures :

Les armatures en acier à pour objectif de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections de pièces comprimées. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées. Les armatures d'acier utilisées dans le béton armé sont fabriquées en barres laminées à chaud et en fils étirés à froids.

Pour notre projet, on utilisera les aciers indiqués dans le tableau ci-dessous :

Acier	Désignations	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Diamètre nominaux normalisés en [mm]	Utilisation
Ronds lisses (RL)	FeE235	235	8-10	Armatures transversales (cadres, épingles, étriers, des poutres et des poteaux)
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	8-10-12-14-16-20	Armatures longitudinales
Treillis soudés (TS)	TLE520 □ < 6mm	520	□ < 6mm	Emploi courant pour radier, et dalles.

• **Contrainte de calcul d'acier :**

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

a. Etat Limite Ultime « E.L.U » :

Le diagramme contrainte (σ_s)-déformation (ϵ_s) est conventionnellement défini ci-dessous, avec :

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

. σ_s : Contrainte de l'acier.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier $F_e = 400 \text{ Mpa}$.

γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 \longrightarrow \text{Situation courante (normale).} \\ 1,00 \longrightarrow \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

ε_s : Allongement relatif de l'acier ($\varepsilon_s = \Delta L/L$)

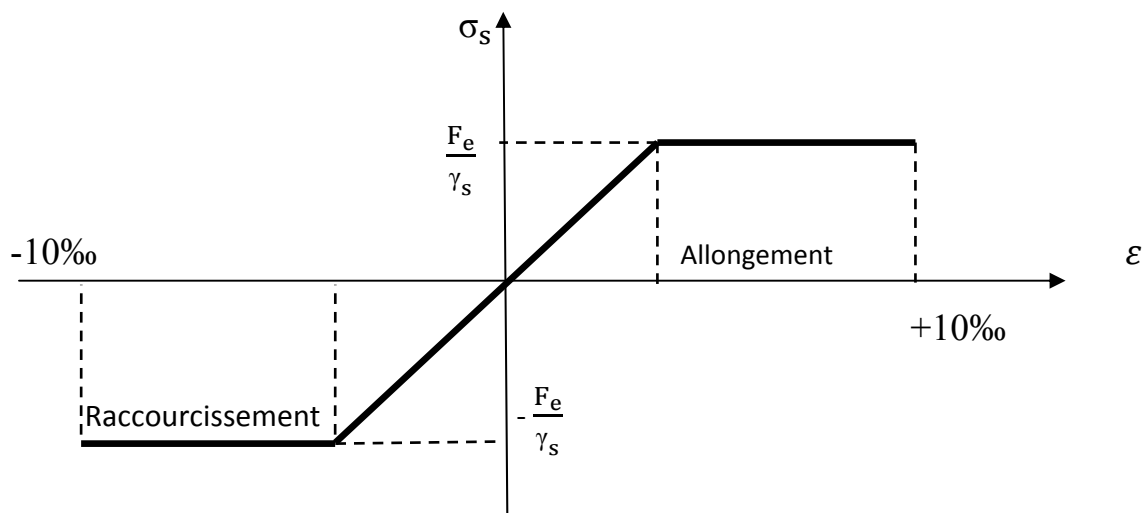


Figure I .3. Diagramme contrainte-déformation d'acier à L'E.L.U.

b. Etat Limite Service (E.L.S) :

Selon les règles B.A.E.L.91 :

- Fissuration peu nuisible \implies Aucune vérification pour σ_s .
- Fissuration préjudiciable $\implies \sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times F_{tj}} \right)$.
- Fissuration très préjudiciable $\implies \sigma_s = \min \left(\frac{1}{3} f_e ; 90 \sqrt{\eta \times F_{tj}} \right)$.

Avec :

F_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à j jours.

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration} = \begin{cases} 1 \longrightarrow \text{Aciers rond lisse.} \\ 1.6 \longrightarrow \text{Aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

c. Module d'élasticité longitudinal de l'acier :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

$$E_s = 200000 \text{ MPa} = 2 \times 10^6 \text{ bars.}$$

Chapitre - II -

PREDIMENSIONNEMENT

II-1 Pré-dimensionnement des poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres :

II-1-1 Poutre principale

➤ $L_{max} = 490 \text{ cm}$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10} \Rightarrow 32.66 \text{ cm} \leq h \leq 49 \text{ cm}$$

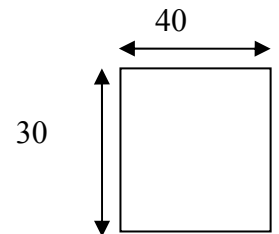
On prendra : $h = 40 \text{ cm}$

$$b \geq (0.4 (40) ; 0.8 (40)) \Rightarrow b \geq (16 ; 32)$$

On prendra : $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$
 - $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$
 - $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4$
- } ⇒ Conditions vérifiées



➤ Donc la section de la poutre principale est de dimensions $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

II-1-2 Poutre secondaire :

➤ $L_{max} = 470 \text{ cm}$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \Rightarrow 31.33 \text{ cm} \leq h \leq 47 \text{ cm}$$

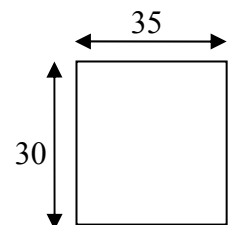
On prendra : $h = 35 \text{ cm}$

$$b \geq (0.4 (40) ; 0.8 (40)) \Rightarrow b \geq (16 ; 32)$$

On prendra : $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$
 - $h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$
 - $\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.17 \leq 4$
- } ⇒ Conditions vérifiées



➤ Donc la section de la poutre secondaire est de dimensions $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

II-2 Pré-dimensionnement des planchers :

On distingue deux types de planchers à utiliser :

- Planchers à corps creux
- Planchers à dalle pleine

II.2 .1- Plancher à dalle pleine :**a-Condition de résistance à la flexion (BAEL 91) :**

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la hauteur de la dalle h_d et donnée par :

❖ Cas d'une dalle qui porte suivant un sens :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_X}{L_Y} \leq 0.4 . \\ \text{La charge est uniformément répartie} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) \times L_X$$

❖ Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \quad 0.4 \leq \rho = \frac{L_X}{L_Y} \leq 1 \\ \bullet \quad \text{La charge est uniformément répartie.} \\ \bullet \quad \text{Ou bien dalle soumise à une charge concentrée} \\ \quad \quad \quad \text{(Quelque soit la valeur de } \rho \text{.)} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) \times L_X$$

Avec : $L_X \leq L_Y$

L_X : Plus petite dimension du panneau de dalle.

L_Y : Plus grande dimension du panneau de dalle.

➤ Vérification si la dalle porte dans un seul sens :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_X = 470 \text{ cm} \\ L_Y = 490 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$0,4 \leq \rho = \frac{470}{490} = 0,96 \leq 1 \quad \Longrightarrow \quad \text{La dalle porte suivant les deux directions.}$$

➤ Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_X}{35} \leq e_d \leq \frac{L_X}{30}$

➤ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis $\frac{L_X}{50} \leq e_d \leq \frac{L_X}{40}$

Dans notre cas les dalles reposant sur 4 appuis ont une portée $L_x = 470\text{m}$.

- On aura donc : $\left(\frac{470}{50}\right)\text{m} \leq e_d \leq \left(\frac{470}{40}\right)\text{m}$

Soit : $9,4\text{ cm} \leq e_d \leq 11,75\text{cm} \rightarrow$ donc : On prend $e_d = 11\text{cm}$

b) Condition d'isolation acoustique :

- Contre les bruits aériens : $2500 \times e_d \geq 350\text{kg/m}^2$ $e_d = 14\text{cm}$.
- Contre les bruits impacts : $2500 \times e_d \geq 400\text{kg/m}^2$ $e_d = 16\text{cm}$.

c) Résistance au feu :

- $e = 7\text{ cm}$ pour une heure de feu.
- $e = 11\text{ cm}$ pour deux heures de feu.
- $e = 17,5\text{ cm}$ pour quatre heures de feu.

Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend l'épaisseur de la dalle pleine (e_d) = 16cm non seulement pour des raisons de résistance mais surtout des raisons d'isolation phonique.

II.2 .2- Plancher à corps creux :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \text{ (BAEL 91) Avec :}$$

- L : la plus grande portée entre nus d'appuis dans la direction de disposition des solives.
- h_t : Epaisseur totale du plancher.

$$\text{➤ } L = 470 - 30 = 440\text{ cm}$$

$$\text{➤ } \frac{440}{25} \leq h_t \leq \frac{440}{20} \Rightarrow 17.6 \leq h_t \leq 22$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de:

$$h_t = 20\text{cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} 16\text{ cm: l'épaisseur de corps creux.} \\ 4\text{ cm: dalle de compression.} \end{array} \right.$$

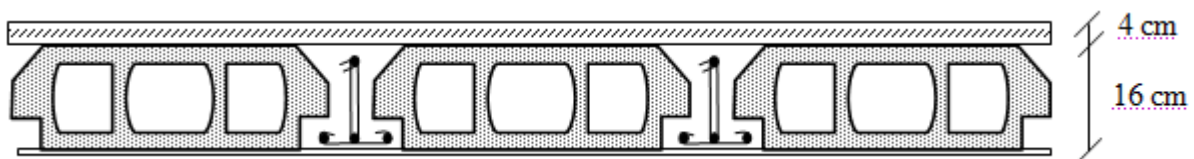


Figure II.1. Plancher corps creux.

II.3 -Descente de charge :

II.3.1- Plancher terrasse inaccessible :



Figure II.2. Coupe transversale dans le plancher terrasse inaccessible.

a-charge permanentes :

- Protection gravillon (0.05m)..... $0,05 \times 20 = 1,00 \text{ KN/m}^2$
- Etanchéité multicouche (0.02m)..... $0,02 \times 6 = 0,12 \text{ KN/m}^2$
- Forme de pente (0.13m)..... $0,13 \times 22 = 2,86 \text{ KN/m}^2$
- Isolation thermique en Polystyrène (0.04)..... $0,04 \times 4 = 0,16 \text{ KN/m}^2$
- Dalle en corps creux (16+4)..... $= 2,80 \text{ KN/m}^2$
- Enduit en plâtre (0.01m)..... $0,1 \times 10 = 1,00 \text{ KN/m}^2$
- Total : **G = 7.94 KN/m².**

b-Surcharge d’exploitation :

Terrasse inaccessible \Rightarrow **Q= 1,00 KN /m².**

II.3.2- Plancher étage courant :

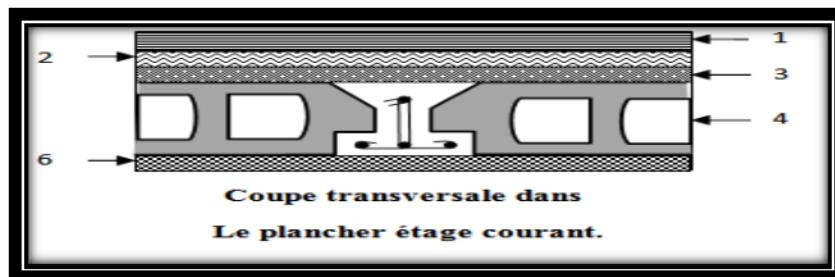


Figure II.3. Coupe transversale dans le plancher étage courant.

a-charge permanentes :

- Carrelage + mortier de pose + sable (0,05m)..... $1,04 \text{ KN/m}^2$
- Dalle en corps creux (16+4) $2,80 \text{ KN/m}^2$

- Enduit en plâtre (0.015m)..... $0.015 \times 10 = 0.15 \text{ KN/m}^2$
 - Cloisons intérieur(0.1)..... $0,1 \times 10 = 1,00 \text{ KN/m}^2$
- Total : **G = 4,99 KN/m².**

b-Surcharge d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ⇒ **Q=1,50 KN/m².**

II.3.3- Plancher a dalle pleine (RDC) :

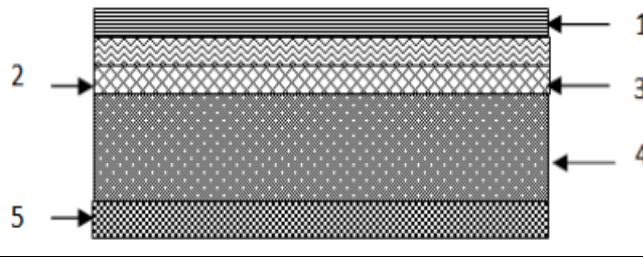


Figure II.4: Coupe verticale de plancher sous-sols en dalle pleine.

a-charge permanentes :

- Carrelage+mortier+sable $1,04 \text{ KN/m}^2$
 - Dalle pleine($e=15\text{cm}$)..... $0,15 \times 25 = 3,75 \text{ KN/m}^2$
 - Enduit au plâtre..... $0,02 \times 10 = 0,2 \text{ KN/m}^2$
 - Cloisons légères..... $0,1 \times 10 = 1,00 \text{ KN/m}^2$
- Total : **G = 5,99 KN/m².**

b-Surcharge d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ⇒ **Q=2,50 KN/m².** Article 7.2.2 - Bâtiments de bureaux (DTR BC 22-1)

II.4- Pré-dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destiné a transmettre les charges aux fondations.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en Compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du R.P.A 99 V2003.

II.4.1-Les conditions de pré-dimensionnement des poteaux :

a-Critère de résistance.

b-Critère de stabilité de forme (flambement).

c-Conditions imposées par le RPA99 (version 2003).

a-Critère de résistance :

On sait que :

$$Br \geq \left[\frac{\beta \cdot N_u}{\left[\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{A}{Br} \right) \cdot \sigma_s \right]} \right]$$

D'après les règles parasismiques algériennes RPA99 version2003.

On prend $\frac{A}{Br}=0.8\%$ (zone IIa)

- B_r : Section réduite de poteau ; $B_r = [(a-0.02)(b-0.02)]$ en [m].
- θ : Facteur de durée d'application des charges ($\theta = 1$).
- σ_{bc} : Resistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

- γ_s : Resistance de calcul des aciers à l'état limite ultime.

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

- β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right) \text{ Avec } \lambda \leq 35$$

Pour que toutes les armatures participent à la résistance

On Prend $\lambda=35 \dots \beta=1,2$.

- N_u : La charge verticale à l'ELU, elle se calcul en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitations.

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q$$

Avec :

N_G : Effort normal du aux charges permanentes.

N_Q : Effort normal du aux charges permanentes.

La formule (1) est simplifiée et devient :

$$Br \geq \left(\left[\frac{1,2}{\left[1 \times \left(\frac{14,2}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{0,8}{100} \right) \times 348 \right] \times 10^3} \right] 10^4 \right) \times N_u$$

Donc : $Br \geq 0,66 \times N_u$

b-Critère de stabilité de forme (flambement) :

On sait que :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \text{ avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{et} \quad L_f = 0,7 \times L_0$$

- **I** : Moment d'inertie de la section du poteau.
- **B** : Section du béton.
- λ : L'élancement du poteau.
- **L₀** : Hauteur d'étage.
- **L_f** : Longueur de flambement.

c-Condition imposées par le RPA.99 (version 2003) :

Pour zone IIa : on a

$$\begin{cases} \min(h, b) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(h, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{cases}$$

Avec : h_e : la hauteur libre d'étage.

II.4.2. Dégression des surcharges d'exploitation :

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, il faut utiliser la loi de dégression de la charge d'exploitation.

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n

les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, 3 ... n numéroté à partir du sommet de bâtiment.

Q a chaque niveau est déterminé comme suit :

- Terrasse : Q_0
- Etage 1 : $Q_0 + Q_1$
- Etage 2 : $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
- Etage 3 : $Q_0 + 0,90 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Etage 4 : $Q_0 + 0,85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- Pour n étage : ($n \geq 5$) $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

Tableau II.1 : la loi de dégression des surcharges d'exploitation.

Niveau	La loi de dégression	Q (KN/m ²)
Terrasse	Q ₀	1
Etage 1	Q ₀ + Q ₁	2.50
Etage 2	Q ₀ + 0.95 (Q ₁ + Q ₂)	3.85
Etage 3	Q ₀ + 0.90 × (Q ₁ + Q ₂ + Q ₃)	5.05
Etage 4	Q ₀ + 0.85 × (Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄)	6.10
Etage 5	Q ₀ + 0.80 × (Q ₁ + Q ₂ + Q ₅)	7.00
Etage 6	Q ₀ + 0.75 × (Q ₁ + Q ₂ + Q ₆)	7.75
Etage 7	Q ₀ + 0.71 × (Q ₁ + Q ₂ + Q ₇)	8.50

II.5.3.Calcul de la section du poteau :

Exemples de calcul (poteau du 6^{eme} étage) :

Remarque : on utilise le poteau le plus sollicités.

- **La longueur afférente de la poutre principale (PP) :**

$$L_{aff\ pp} = \frac{4,20}{2} + \frac{4,90}{2} = 4,55m$$

- **La longueur afférente de la poutre secondaire (PS) :**

$$L_{aff\ ps} = \frac{4,70}{2} + \frac{4,20}{2} = 4,25m$$

- **La section afférente du plancher :**

$$S_{aff\ (plancher)} = \left(\frac{4,20}{2} + \frac{4,90}{2}\right) \times \left(\frac{4,70}{2} + \frac{4,20}{2}\right) = 19,34\ m^2$$

- **Poids propre des poutres principales et secondaires :**

$$P_{pp} = 25 \times 0,40 \times 0,30 = 3,00\ KN/m$$

$$P_{ps} = 25 \times 0,35 \times 0,30 = 2,63\ KN/m$$

- **Détermination de l'effort normal ultime Nu :**

$$N_u = 1,15 \times P_u$$

$$P_u = N_{pl} + N_{pp} + N_{ps}$$

$$N_{P\ (plancher)} = (1,35 \times G_{cumulé} + 1,5 \times Q_{cumulé}) \times S_{aff}$$

$$= (1,35 \times 7,94 + 1,5 \times 1) \times 19,34$$

$$N_{P\ (plancher)} = 236,31\ KN$$

$$N_{pp} = 1,35 \times P_{pp} \times l_{aff\ pp} \times n$$

$$N_{pp}=1,35 \times 3 \times 4,55 \times 1$$

$$N_{pp}=18,43 \text{ KN}$$

$$N_{ps}=1,35 \times P_{ps} \times l_{aff\ ps} \times n$$

$$N_{ps}=1,35 \times 2,63 \times 4,25 \times n$$

$$N_{ps}=15,09 \text{ KN}$$

$$P_u= 236,31 + 18,43 + 15,09$$

$$P_u= 269,83 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_u= 1,15 \times P_u$$

$$N_u= 310,306 \text{ KN.}$$

La section réduit de béton :

$$B_r \geq 0.66 \times N_u$$

$$B_r \geq 0.66 \times 310,307 \Rightarrow B_r \geq 204,80 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a-2) \times (b-2) \geq 204,80 \text{ cm}^2$$

On suppose que la section du poteau carré :

$$a=b \geq \sqrt{B_r} + 2 \quad a=b \geq \sqrt{204,803} + 2 = 16,31 \text{ cm}$$

Donc : la section du poteau de 6^{ème} étage (30×30)

❖ **Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version2003) :**

- $\text{Min}(30 ; 30) \geq 25 \text{ cm} \dots$ (Zone IIa)
 - $\text{Min}(30 ; 30) \geq \frac{282}{20} = 14.1$
 - $\frac{1}{4} < \frac{30}{30} = 1 < 4$
- } \Rightarrow Conditions vérifiées

❖ **Critère de stabilité de forme (flambement) :**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 306 = 214,2 \text{ cm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{30^3 \times 30}{12}}{30 \times 30}} = \sqrt{\frac{30^2}{12}} = 8,66 \text{ cm}$$

- $\lambda = \frac{214,2}{8,66} = 24,73 < 35 \Rightarrow$ Donc conditions vérifiées

II.6 pré dimensionnement des voiles :

L'épaisseur du voile doit satisfaire les 3 conditions du RPA99/A7.7.1.

- 1- $l \geq 4a \Rightarrow a \leq \frac{l}{4}$
- 2- $a_{\min} = 15 \text{ cm}$
- 3- Condition de rigidité aux extrémités $a \geq h_e$

AVEC :

h_e : Hauteur libre d'étage.

e : épaisseur du voile.

l : Porté du voile.

II.6.1 voile de contreventement :

$$\left. \begin{array}{l} h = 306 \text{ cm} \\ h_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

Avec :

h_t : hauteur de la dalle.

- $a \leq \frac{l}{4} = \frac{470}{4} = 117,5 \text{ cm}$
- $a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{272}{20} = 19,02 \text{ cm}$

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

II.6.2 voile périphériques du sous-sol :

L'épaisseur du voile périphérique doit respecter les deux conditions de l'RPA 99 v.2003.

- $a \geq \frac{h_e}{25} = \frac{256}{25} = 10,24 \text{ cm}$

AVEC :

$$h_e = 272 - 16 = 256$$

cm (hauteur libre du sous-sol)

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

Chapitre III : Etude des planchers

III.1) Introduction :

Les planchers sont les parties horizontales d'une construction dont les largeurs sont nettement supérieures aux épaisseurs. Ils s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs, porteurs...) et ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement (éléments indéformables).

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- Résister à la totalité des charges permanentes et d'exploitation.
- Reprendre des efforts horizontaux dus aux vents, séismes ou les poussées des terres sur les voiles périphériques et transmettre ces efforts aux éléments porteurs.
- Séparer entre les différents niveaux et assurer une bonne isolation thermique acoustique.
- Protéger les personnes contre les risques d'incendie.

Dans notre construction, on distingue deux types de planchers :

- Planchers à corps creux
- Planchers à dalle pleine

III.2) Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- Eléments de remplissage (de coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels une dalle de compression en béton est coulée, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges (fig. III.1).

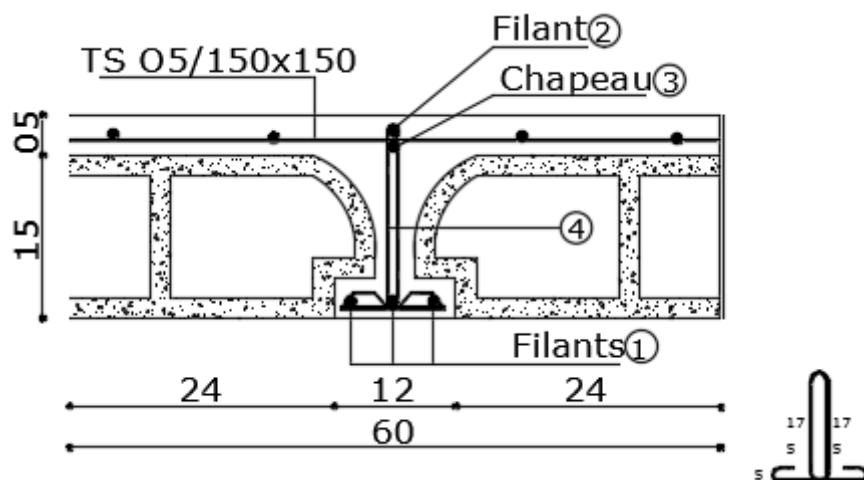


Figure.III.1. Coupe transversale du plancher à corps creux.

III.2.1) Pré-dimensionnement des poutrelles :

Pour notre projet, avons un seul type de plancher à corps creux dans les différents étages : RDC (plancher haut) et les étages courants : Hauteur de 20 cm, dont 16 cm pour le corps creux et 4cm pour la dalle de compressions.

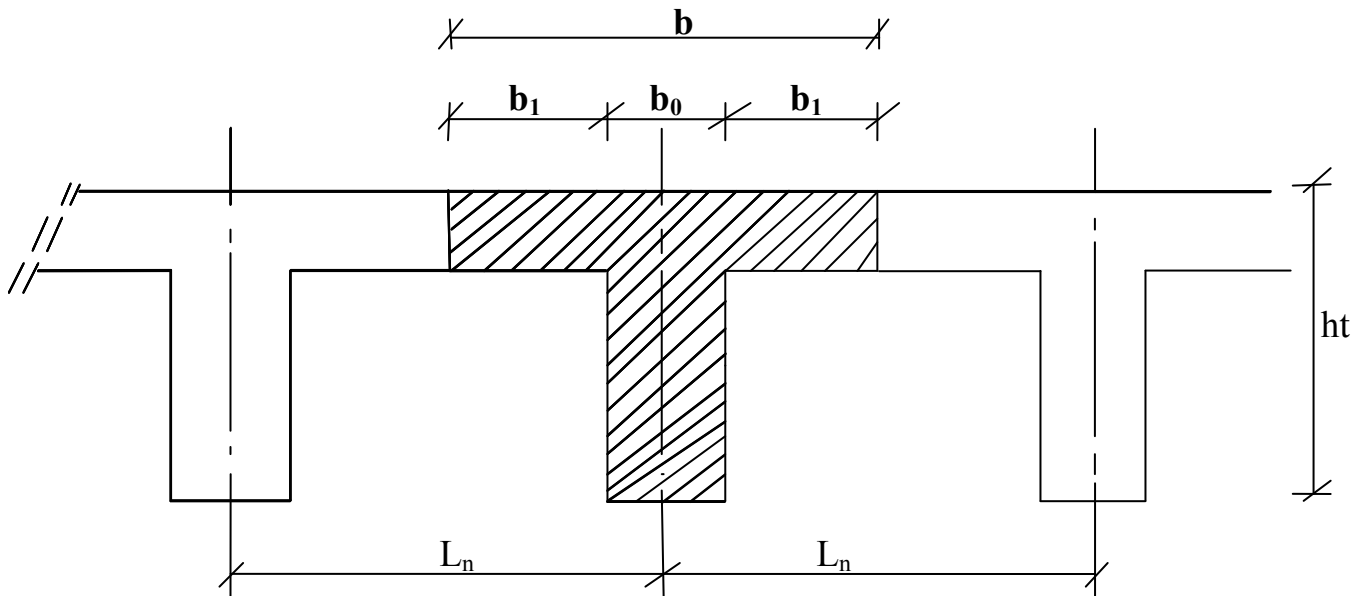


Figure.III.2.schéma des poutrelles

$ht = 20\text{cm}$

- 16 cm: l'épaisseur de corps creux.
- 4 cm: dalle de compression.

III.2.2) Etude et ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression se calculera en respectant les conditions de l'article [B 6.8.4.23 du BAEL91].

L'hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, armée d'un quadrillage les conditions de barres (treillis soudées) dont l'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes

-20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures A_{\perp}

-30 cm pour les armatures parallèles aux nervures $A_{//}$

D'après l'article [A.4.1.3 du BAEL91]

$$b_1 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l_n - b_0}{2} \longrightarrow \frac{60 - 12}{2} = 24 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \longrightarrow b_1 \leq \frac{440}{10} = 44 \text{ cm} \\ b_1 \leq (6 \div 8) h_0 \longrightarrow b_1 \leq (6 \div 8) 4 = 24 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures ($L_n = 60 \text{ cm}$)

L : Portée entre nus d'appuis ($L=440 \text{ cm}$)

b_0 : Epaisseur de la nervure ($b_0=12 \text{ cm}$)

Donc :

$$b_1 \leq \min (24 ; 44) \text{ cm}$$

On prend $b_1=24 \text{ cm}$

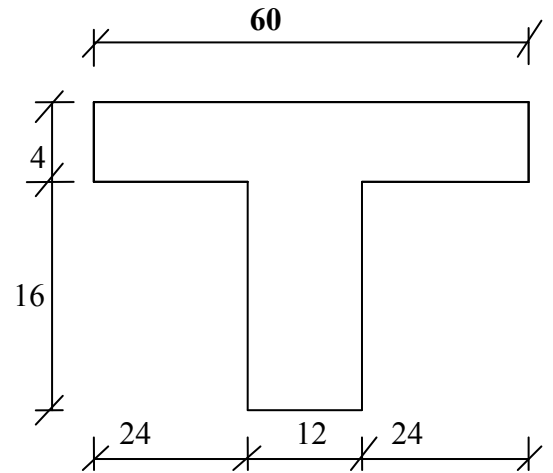


Figure III.3. dimension adopté des Poutrelles

La largeur de la dalle de compression à Prendre est définie par :

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(24) + 12 = 60 \text{ cm}$$

• **Ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20cm → pour les armatures perpendiculaires aux nervures que l'on note : A_{\perp}

33cm → pour les armatures parallèles aux nervures que l'on note : $A_{//}$

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$L_n \leq 50 \text{ cm} \left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{array} \right.$$

$$(50 \leq L_n \leq 80) \text{ cm} \left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} \geq \frac{4L_n}{f_e} \\ A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{A_{\parallel}} \end{array} \right.$$

- **Calcul des armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}):**

$$L_n = 60 \text{ cm} \longrightarrow 50 \leq L_n \leq 80$$

$$\text{Donc : } A = \frac{4L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} \longrightarrow A = 0,46 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$5\emptyset 6 / \text{ml} \longrightarrow A = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\emptyset 6 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}$$

- **Calcul des armatures parallèles aux nervures (A_{\parallel}):**

$$A_{\parallel} = \frac{A}{2} = \frac{1,41}{2} \longrightarrow A_{\parallel} = 0,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$5\emptyset 6 / \text{ml} \longrightarrow A = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\emptyset 6 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}$$

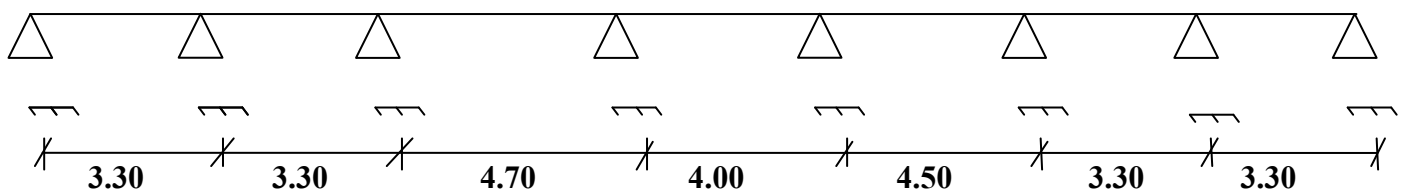
Le treillis soudé adopté est : TS $\emptyset 6$ (200×200) mm²

III.2.3) Etude des poutrelles :

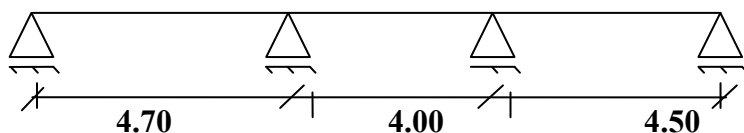
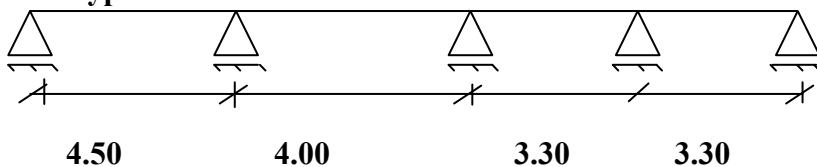
III.2.3.1) Type de poutrelle :

On distingue les types de poutrelles suivants :

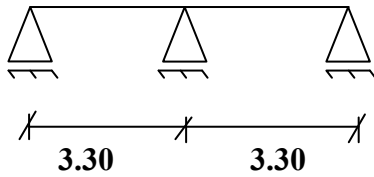
Type 1 :



Type 2 :



Type 4 :



III.2.3.2) Les chargements à l'ELU et l'ELS :

- **Plancher terrasse :**

$$G=794 \text{ daN/ m}^2 ; Q=100 \text{ daN/ m}^2$$

$$\text{ELU : } \mathbf{qu1} = 1.35G + 1.5Q$$

$$\mathbf{qu1} = 1.35(794) + 1.5(100)$$

$$\mathbf{qu1} = 1073.4 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ELS: } \mathbf{qs1} = G + Q$$

$$\mathbf{qs1} = 794 + 100$$

$$\mathbf{qs1} = 894.00 \text{ daN/m}^2$$

- **Plancher étage courant (habitation):**

$$G = 499 \text{ daN/ m}^2 ; Q = 150 \text{ daN/ m}^2$$

$$\text{ELU : } \mathbf{qu2} = 898.65 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ELS: } \mathbf{qs2} = 649 \text{ daN/m}^2$$

- **Plancher RDC:**

$$G = 599 \text{ daN/ m}^2 ; Q = 250 \text{ daN/ m}^2$$

$$\text{ELU : } \mathbf{qu3} = 1183.65 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ELS: } \mathbf{qs3} = 849 \text{ daN/m}^2$$

III.2.3.3) Méthode de calcul :

III.2.3.3.1) Méthode forfaitaire :

1) La surcharge d'exploitation $Q = 100 \text{ daN/m}^2 \leq \min(2 \times 499; 500) \text{ daN/m}^2 = 500 \text{ daN/m}^2$; **CV**

2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes Travées ; **CV**

3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4,00}{4,70} = 0,85 \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4,50}{4,00} = 1,13 \leq 1,25$$

} CV

4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible)

✓ **Conclusion :**

La méthode forfaitaire est applicable pour le 3 et 4 types On prend comme exemple de calcul.

• **Le principe de la méthode :**

Soit :

M_0 : Valeur maximale du moment fléchissant de la travée considérée supposée indépendante (Poutre simplement appuyée)

M_e : Valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée

M_t : Moment maximum en travée.

• **Moments en travées :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} [(1+0,3\alpha) M_0 ; 1,05M_0]$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \quad (\text{Pour une travée intermédiaire})$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \quad (\text{Pour une travée de rive})$$

• **Moments sur appuis de rive : M_{ar}**

$M_{ar} = 0$ pour appuis simples ;

$M_{ar} = -0.2 M_0$ pour un encastrement partiel

$M_{ar} = -0.4 M_0$ pour un encastrement.

• **Moments sur appuis intermédiaires :**

$M_{ai} = -0.6 M_0$ cas d'une poutre à deux travées.

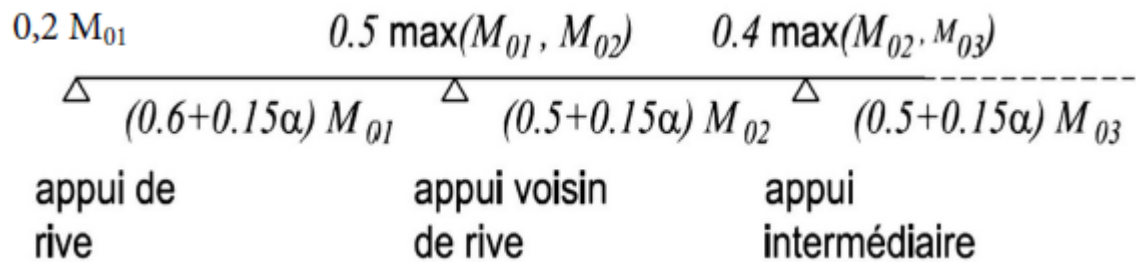
$M_{ai} = -0.5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$M_{ai} = -0.4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires.

Deux travées :

$$\begin{array}{c}
 0,2 M_{01} \qquad \qquad \qquad 0,6 \max(M_{01}, M_{02}) \qquad \qquad \qquad 0,2 M_{02} \\
 \triangle \qquad \qquad \qquad \triangle \qquad \qquad \qquad \triangle \\
 (0,6+0,15\alpha) M_{01} \qquad \qquad \qquad (0,6+0,15\alpha) M_{02}
 \end{array}$$

Plus de deux travées :



a-Application de la méthode forfaitaire :

- Etude du 4^{ème} type : plancher étage courant

$$G=499 \text{ daN/m}^2 ; Q=150 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ELU : } q \text{ u}2 = qu2 \times 0,6 = 898,65 \times 0,6 = 539,19 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ELS: } q \text{ s}2 = qs2 \times 0,6 = 649 \times 0,6 = 389,4 \text{ daN/m}^2$$

- Moments fléchissant en travées :

$$\alpha = \frac{P}{G+P} = \frac{150}{499+150} = 0,231$$

$$0 \leq \alpha = 0,231 \leq \frac{2}{3}$$

- ELU :

$$M01 = \frac{qu2 \times l^2}{8} = \frac{539,19 \times 4,70^2}{8} = 1488,84 \text{ daN/m}^2$$

$$M02 = \frac{539,19 \times 4^2}{8} = 1078,38 \text{ daN/m}^2$$

$$M03 = \frac{539,19 \times 4,50^2}{8} = 1364,82 \text{ daN/m}^2$$

- Moment en appuis :

$$M0 = -0,20 M01 = -0,20 (1488,84) = -297,77 \text{ daN/m}^2$$

$$M1 = -0,5 \text{ Max } (M01 ; M02) = 0,5 \text{ Max } (1488,84 ; 1078,38) = -744,42 \text{ daN/m}^2$$

$$M1 = -0,5 \text{ Max } (M02 ; M03) = 0,5 \text{ Max } (1078,38 ; 1364,82) = -682,41 \text{ daN/m}^2$$

$$M0 = -0,20 M03 = -0,20 (1364,82) = -272,96 \text{ daN/m}^2$$

- Moment en travée :

$$\alpha = 0,231$$

$$(0,6+0,15\alpha) M01 = (0,6 + 0,15 \times 0,231) 1488,84 = 944,89 \text{ daN/m}^2$$

$$(0,5+0,15\alpha) M02 = (0,5 + 0,15 \times 0,231) 1078,38 = 576,56 \text{ daN/m}^2$$

$$(0,6+0,15\alpha) M03 = (0,6 + 0,15 \times 0,231) 1364,82 = 866,18 \text{ daN/m}^2$$

Vérification :

$$\triangleright Mt + \frac{Me+Mw}{2} \geq \text{Max} [(1+0,3\alpha) M0 ; 1,05M0]$$

$$944,89 + \frac{297,77+744,42}{2} \geq \text{Max} [(1+0,3 \times 0,231) 1488,84 ; 1,05 \times 1488,84]$$

$$1465,99 \geq \text{Max} (1592,02 ; 1563,82)$$

$$1465,99 \geq 1592,02 \dots\dots\dots \text{Condition non Vérifier}$$

$$M_t \geq \text{Max} [(1+0,3\alpha) M_{01} ; 1,05M_{01}] - \frac{Me+Mw}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} [(1+0,3 \times 0,231) 1488,84 ; 1,05 \times 1488,84] - \frac{297,77+744,42}{2}$$

$$M_t \geq 1592,02 - 521,095$$

$$M_t = 1070,93 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{➤ } M_t + \frac{Me+Mw}{2} \geq \text{Max} [(1+0,3\alpha) M_{02} ; 1,05M_{02}]$$

$$576,56 + \frac{744,42+682,41}{2} \geq \text{Max} [(1+0,3 \times 0,231) 1078,38 ; 1,05 \times 1078,38]$$

$$1289,98 \geq \text{Max} (1153,11 ; 1132,30)$$

$$1289,98 \geq 1153,11 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifier}$$

Donc :

$$M_t = 576,56 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{➤ } M_t + \frac{Me+Mw}{2} \geq \text{Max} [(1+0,3\alpha) M_{03} ; 1,05M_{03}]$$

$$866,41 + \frac{682,41+272,96}{2} \geq \text{Max} [(1+0,3 \times 0,231) 1364,82 ; 1,05 \times 1364,82]$$

$$1344,10 \geq \text{Max} (1459,40 ; 1433,06)$$

$$1344,10 \geq 1459,40 \dots\dots\dots \text{Condition non Vérifier}$$

Donc :

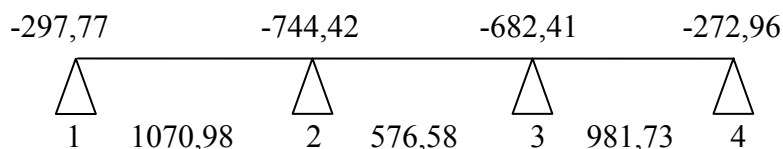
$$M_t \geq \text{Max} [(1+0,3\alpha) M_{03} ; 1,05M_{03}] - \frac{Me+Mw}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} [(1+0,3 \times 0,231) 1364,82 ; 1,05 \times 1364,82] - \frac{682,40+272,96}{2}$$

$$M_t \geq 1459,40 - 477,67$$

$$M_t = 981,73 \text{ daN/m}^2$$

Figure III.4.Diagramme des moments fléchissant ELU en (daN/m²) :



• **Effort tranchant :**

T (iso) travée :

$$T_{01} = \frac{qu_2 \times l}{2} = \frac{539,19 \times 4,70}{2} = 1267,10 \text{ daN}$$

$$T_{02} = \frac{539,19 \times 4}{2} = 1078,38 \text{ daN}$$

$$T03 = \frac{539,19 \times 4,50}{2} = 1213,18 \text{ daN}$$

T (hyper) travée :

$$-T01 = -1,10 \times T01 = -1,10 \times 1267,10 = -1393,81 \text{ daN}$$

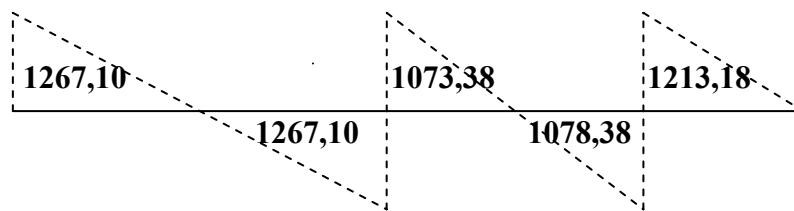
$$T02 = +1,10 \times T02 = +1,10 \times 1078,38 = 1186,22 \text{ daN}$$

$$-T02 = -1,10 \times T02 = -1,10 \times 1078,38 = -1186,22 \text{ daN}$$

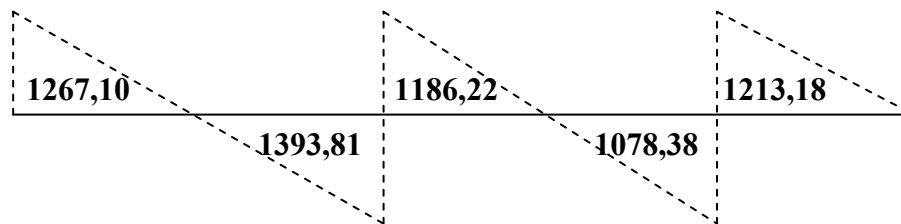
$$T03 = +1,10 \times T03 = +1,10 \times 1213,18 = 1334,50 \text{ daN}$$

Figure III.5 : Digramme des efforts tranchant :

T (iso) en (daN) :



T (hyper) en (daN) :



- **ELS :**

$$q s2 = qs2 \times 0,6 = 649 \times 0,6 = 389,4 \text{ daN/m}^2$$

$$M01 = \frac{qs2 \times l^2}{8} = \frac{389,4 \times 4,70^2}{8} = 1075,230 \text{ daN/m}^2$$

$$M02 = \frac{389,4 \times 4^2}{8} = 778,80 \text{ daN/m}^2$$

$$M03 = \frac{389,4 \times 4,50^2}{8} = 985,669 \text{ daN/m}^2$$

- **Moment en appuis :**

$$M0 = -0,20 M01 = -0,20 (1075,23) = -215,05 \text{ daN/m}^2$$

$$M1 = -0,5 \text{ Max} (M01 ; M02) = 0,5 \text{ Max} (1075,230 ; 778,80) = -537,62 \text{ daN/m}^2$$

$$M1 = -0,5 \text{ Max} (M02 ; M03) = 0,5 \text{ Max} (778,8 ; 985,669) = -492,84 \text{ daN/m}^2$$

$$M0 = -0,20 M03 = -0,20 (985,669) = -197,13 \text{ daN/m}^2$$

- **Moment en travée :**

$$\alpha = 0,231$$

$$(0,6 + 0,15\alpha) M01 = (0,6 + 0,15 \times 0,231) 1075,23 = 682,93 \text{ daN/m}^2$$

$$(0,5 + 0,15\alpha) M02 = (0,5 + 0,15 \times 0,231) 778,80 = 416,39 \text{ daN/m}^2$$

$$(0,6+0,15\alpha) M03 = (0,6 + 0,15 \times 0,231) 985,669 = 625,55 \text{ daN/m}^2$$

Vérification :

$$\text{➤ } Mt + \frac{Me+Mw}{2} \geq \text{Max} [(1+0,3\alpha) M0 ; 1,05M0]$$

$$682,93 + \frac{215,05+537,62}{2} \geq \text{Max} [(1+0,3 \times 0,231)1075,23 ; 1,05 \times 1075,23]$$

$$1059,27 \geq \text{Max} (1149,74 ; 1128,99)$$

1059,27 \geq 1149,74 **Condition non Vérifier**

$$Mt \geq \text{Max} [(1+0,3\alpha) M01 ; 1,05M01] - \frac{Me+Mw}{2}$$

$$Mt \geq \text{Max} [(1+0,3 \times 0,231)1075,23; 1,05 \times 1075,23] - \frac{215,05+537,62}{2}$$

$$Mt \geq 1149,74 - 376,34$$

$$Mt = 773,41 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{➤ } Mt + \frac{Me+Mw}{2} \geq \text{Max} [(1+0,3\alpha) M02 ; 1,05M02]$$

$$416,39 + \frac{537,62+492,84}{2} \geq \text{Max} [(1+0,3 \times 0,231) 778,80; 1,05 \times 778,80]$$

$$931,62 \geq \text{Max} (832,77 ; 817,74)$$

931 \geq 832,77..... **Condition Vérifier**

Donc :

$$Mt=416,39 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{➤ } Mt + \frac{Me+Mw}{2} \geq \text{Max} [(1+0,3\alpha) M03 ; 1,05M03]$$

$$625,55 + \frac{492,84+197,13}{2} \geq \text{Max} [(1+0,3 \times 0,231) 985,669 ; 1,05 \times 985,669]$$

$$970,54 \geq \text{Max} (1054,01; 1034,95)$$

970,54 \geq 1054,01..... **Condition non Vérifier**

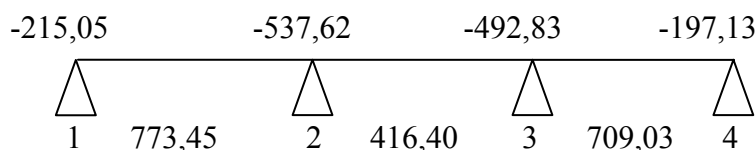
$$Mt \geq \text{Max} [(1+0,3\alpha) M03 ; 1,05M03] - \frac{Me+Mw}{2}$$

$$Mt \geq \text{Max} [(1+0,3 \times 0,231)985,669 ; 1,05 \times 985,669] - \frac{492,84+197,13}{2}$$

$$Mt \geq 1054,01 - 344,99$$

$$Mt = 719,02 \text{ daN/m}^2$$

Figure III.6 : Diagramme des moments fléchissant ELS en (daN/m²) :



• **Effort tranchant :**

$$T01 = \frac{qu2 \times l}{2} = \frac{389,4 \times 4,70}{2} = 915,09 \text{ daN}$$

$$T_{02} = \frac{389,4 \times 4}{2} = 778,8 \text{ daN}$$

$$T_{03} = \frac{389,4 \times 4,50}{2} = 876,15 \text{ daN}$$

$$-T_{01} = -1,10 \times T_{01} = -1,10 \times 915,09 = -1006,60 \text{ daN}$$

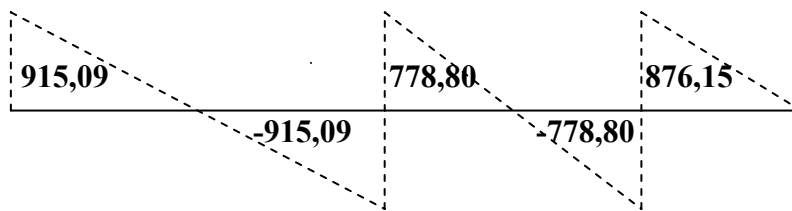
$$T_{02} = +1,10 \times T_{02} = +1,10 \times 778,8 = 856,68 \text{ daN}$$

$$-T_{02} = -1,10 \times T_{02} = -1,10 \times 778,8 = -856,68 \text{ daN}$$

$$T_{03} = +1,10 \times T_{03} = +1,10 \times 876,15 = 963,77 \text{ daN}$$

Figure III.7 : Diagramme des efforts tranchants :

T (iso) en (daN) :



T (hyper) en (daN) :

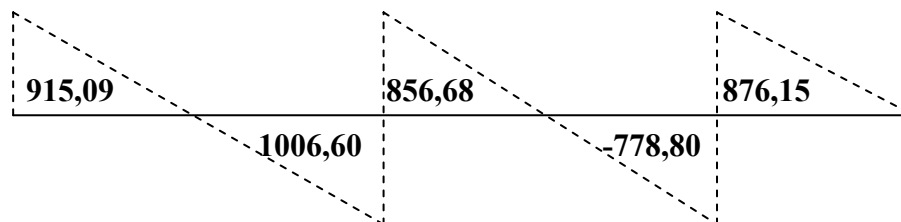


Tableau III.1. Etude du 3er type plancher étage courant (Méthode Forfaitaires) :

Portée(m)	3,3	3,3
G : permanentes (daN/m)	299,4	299,4
q : exploitation (daN/m)	90	90
p_u : charge ELU en (daN/m)	539,19	539,19
p_s : charge ELS en (daN/m)	389,40	389,40
0.8 < l_i / l_i < 1.25	X	X
	1,00	

Calcul des moments a L'ELU (daN.m)

M (iso) travées (pu)	733 ,97		733,97
Ma (appui)	-146,79	-440,38	146,79
Mt (travée) en (daN.m)	465 ,83		465,83
α (travée)	0,231		0,231
Mt+ (Mw+Me)/2	759,42		759,42
MAX [(1+0,3α) M0 ; 1,05M0]	784,86		784,86
Condition (ligne 4>ligne 5)	Non vérifiée		Non vérifiée
Mt(travée apprendre) en daN.m	491,28		491,28

Figure III.8 : Diagramme des moments fléchissant ELU en (daN/m²) :

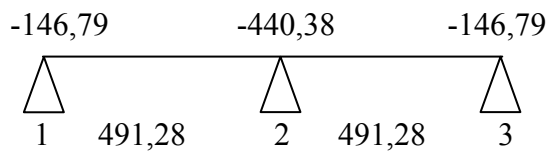
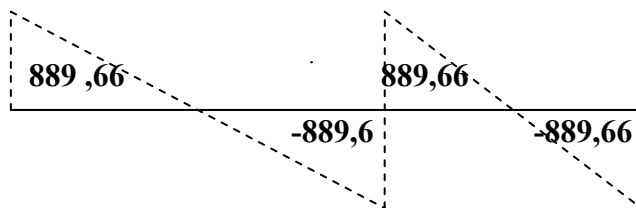
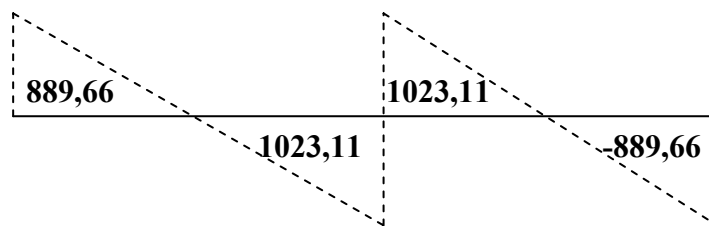


Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchant :

T (iso) en (daN) :



T (hyper) en (daN) :



Calcul des moments a L'ELS (daN.m)			
M (iso) travées (ps)	530,07		530,07
Ma (appui)	-106,01	-318,04	-106,01
Mt (travée) en (daN.m)	336,42		336,42
α (travée)	1,385		1,385
Mt+ (Mw+Me)/2	584,45		548,45
MAX [(1+0,3 α) M0 ; 1,05M0]	566,82		566,82
Condition (ligne 4>ligne 5)	Non vérifiée		Non vérifiée
Mt(travée apprendre) en daN.m	345,80		345,80

Figure III.10 : Diagramme des moments fléchissant ELS en (daN/m²) :

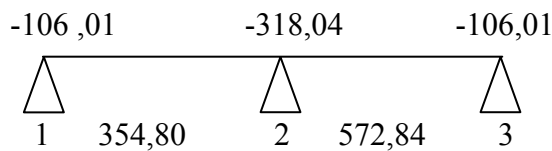
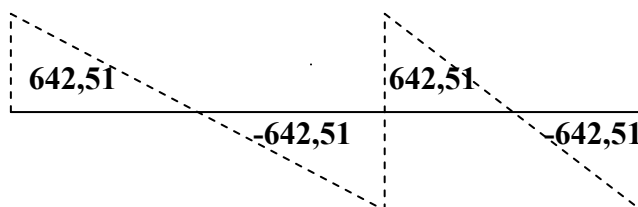
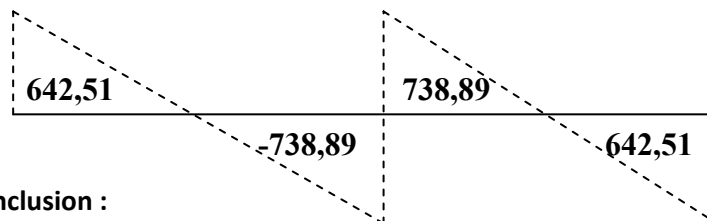


Figure III.11: Diagramme des efforts tranchant :

T (iso) en (daN) :



T (hyper) en (daN) :



• Conclusion :

Pour le ferrailage des poutrelles ; on choisira le cas plus défavorable qui donnera les moments fléchissant maximaux.

- D'après le tableau ci-dessus : ont obtenus les résultats maximaux suivants :

Mt : moments maximums en travées.

Ma : moments maximums sur appuis.

T max : efforts tranchants maximums.

Rappel sur la méthode de calcul utilisée pour le calcul des nervures (méthode forfaitaire)

- Les poutres et les poutrelles (nervures) d'un plancher peuvent être calculées en utilisant les méthodes classiques de la résistance des matériaux, ou bien en utilisant des méthodes approchées dites forfaitaires que l'on va présenter.

- C3 → Les rapports des portées successives doivent être compris entre 0.8 et 1.25

$$0,8 \leq \frac{l_{x-1}}{l_x} \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{4,5}{3,3} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 \leq 1,36 \leq 1,25 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

La méthode forfaitaire ne peut pas être appliquée car la condition C3 n'est pas vérifiée nous utiliserons donc la méthode Caquot minorée pour le 1^{ème} et 2^{ème} type.

Principe de calcul :

- Notation de longueur :

$$M_i = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')}$$

Avec : $l' = l$: pour une travée de rive.

$l' = 0.8 l$: pour une travée intermédiaire.

l_w' et l_e' : étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui

l : la portée réelle de la travée.

✓ **Moments en travées :**

$$M(x) = M_0(x) + \left(1 - \frac{x}{l}\right)M_w + \frac{x}{l}M_e$$

Avec :

$M_0(x)$: Moment fléchissant d'une travée supposée indépendante (le moment Isostatique).

M_w et M_e : Moments sur appuis de gauche et de droite de la travée.

x : abscisse varie de 0 à l et $M(x) = M_{\max}$.

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql} \quad \text{Avec : } M_0(x) = q \frac{x}{2} (l - x)$$

✓ **Efforts tranchants :**

$$T_w = \frac{ql_i}{2} + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l}$$

$$T_e = \frac{ql_i}{2} - \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l}$$

$$T(x) = \left(\frac{ql_i}{2} - qx\right) + \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i}$$

Plancher étage d'habitation :

Typ1 :

Tableau.III .2: récapitulatif des moments fléchissant, efforts tranchant et l'abscisse(X_0) :

		A	B	C	D	E	F	G	H
Moment appuis[daN.m]	ELU	-110,11	-435,28	-532,02	-587,45	-555,78	-496,09	-435,28	-110,11
	ELS	-87,84	-311,66	-380,94	-420,62	-397,94	-355,21	-311,66	-78,84
Ef, Tranchant HYPER [daN]		791,13	675,68	998,54	872,69	987,42	734,77	988,2	
			-988,2	-7748,4	-1028,42	-858,51	-953,96	-688,7	-791,13
Xo [m]	ELU	2,25	1,35	2,05	1,63	1,44	1,43	1,62	
	ELS	2,25	1,35	2,05	1,63	1,44	1,43	1,62	
Moment Travée[daN.m]	ELU	795,44	-348,41	503,91	603,10	585,11	525,51	579,85	
	ELS	574,03	-63,10	327,20	66,54	211,70	-37,38	108,39	

Tableau.III.3:récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle :

Types \ Sollicitation	Méthode de calcul	Moment en travée [daN.m]		Moment en appui [daN.m]		Effort tranchant T[daN]
		ELU	ELS	ELU	ELS	
1	Caquot	795,44	574,03	587,45	420,62	988,20
2	Caquot	956,26	956,26	739,33	739,33	1263,85
3	Forfaitaire	491,28	572,84	440,38	318,04	1023,11
4	Forfaitaire	1070,98	773,45	744,42	537,62	1006,60

✓ Détermination des armatures :

a. En travée :

Etat limite ultime (ELU):

$$M_t^u = 1070,98 \text{ daN.m}$$

✓ Vérifications de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_t = \sigma_b \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 0,85 \times 25/1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 14,2 \times 60 \times 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right)$$

$$M_t = 54528 \text{ N.m}$$

$$M_t^u = 10709,8 \text{ N.m} < M_t = 54528 \text{ N.m}$$

La zone comprimée se trouve dans la table de compression, Donc la section de calcul sera considéré comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$.

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{10709,8}{14,2 \times 60 \times 18^2} = 0,0387$$

$$\mu < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE 400)}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A'_{\bar{x}} \\ 1000 \xi_S > 1000 \xi_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

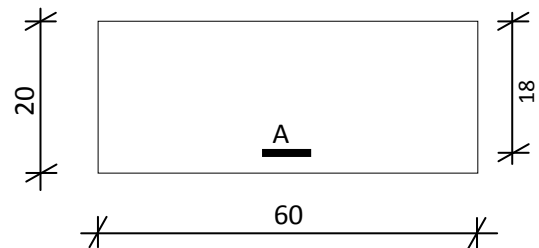


Figure.III.12: Section de calcul en travée.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0493$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,980$$

✓ **Détermination des armatures :**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10709,8}{348 \times 0,980 \times 18} = 1,74 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$\checkmark A_{\min} = 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^x = \max (A_t^x ; A_{\min}) = \max (1,74 ; 0,26)$$

$$A_t^x = 1,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Conclusion :**

$$A_t^u = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 1,74 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1,56 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures:**

$$3T10 \longrightarrow A = 2,36 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Pour des raisons pratiques on adopte un ferrailage de **3T12**

1- Etat limite de service (ELS):

$$M_t^s = 773,45 \text{ daN.m}$$

Fissuration peu nuisible \implies il n'y a aucune vérification vis-à-vis de la contrainte d'acier (σ_s)

✓ **Vérification de l'étendu de la zone comprimée :**

$$\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa. ; } b = 60 \text{ cm ; } b_0 = 12 \text{ cm ; } h_0 = 12 \text{ cm ; } d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A(d - h_0) = \frac{60 \times 4^2}{2} - 15 \times 2,36 \times (18 - 4) = 17,44$$

\implies L'axe neutre se trouve dans la nervure \implies la section de calcul est une section en T.

$$D = \frac{(b - b_0)h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60 - 12) \cdot 4 + 15 \cdot 2,36}{12} = 18,95 \text{ cm.}$$

$$E = \frac{(b - b_0)h_0^2 + 30A \times d}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4^2 + 30 \times 2,36 \times 18}{12} = 170,2 \text{ cm}^2.$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -18,95 + \sqrt{18,95^2 + 170,2} = 4,06 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b y_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 = \frac{60 \times 4,06^3 + (60 - 12)(4,06 - 4)^3}{3} + 15 \times 2,36 \times (18 - 4,06)^2$$

$$I = 8217,53 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t^s}{I} = \frac{7734,5}{8217,53} = 0,941$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0,941 \times 4,06 = 3,82 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Conclusion :**

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

-Fissuration peu nuisible :

[Aucune vérification pour (σ_s)]

\implies Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues pour l'état limite de service.

✓ **Choix des armatures:**

$$3T10 \longrightarrow A = 2,36 \text{ cm}^2$$

b. En appui :

Etat limite ultime (ELU):

$$M_a^u = 744,42 \text{ daN.m}$$

$M_a^u < 0 \implies$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression,

Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$.

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{7444,2}{14,2 \times 12 \times 18^2} = 0,135$$

$$\mu < \mu_L = 0,392 (\text{Acier FeE 400})$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A' \neq \\ 1000 \xi_s > 1000 \xi_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,182$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,927$$

✓ **Détermination des armatures :**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7444,2}{348 \times 0,927 \times 18} = 1,28 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^x = \max(A_t^x; A_{\min}) = \max(1,28; 0,26)$$

$$A_t^x = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Conclusion :**

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1,56 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures:**

$$2\text{T}12 \longrightarrow A = 2,26 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Pour des raisons pratiques on adopte un ferrailage de **3T12**

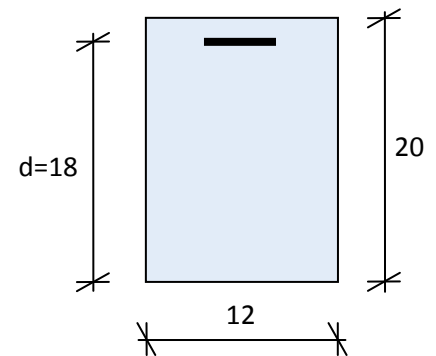


Figure.13: Section de calcul en appui.

Etat limite de service (ELS):

$$M_a^s = -537,62 \text{ daN.m}$$

- Fissuration peu nuisible \Rightarrow il n y a aucune vérification vis-à-vis de la contrainte d'acier
- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A'
- Acier FeE400

$$si \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{744,42}{537,62} = 1,37$$

$$\frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 > \alpha = 0,1$$

\Rightarrow Inégalité vérifiée \Rightarrow aucun vérification pour la contrainte du béton

\Rightarrow Les armatures calculées en ELU sont maintenues.

✓ **Choix des armatures:**

$$2 \text{ T12} \longrightarrow A = 2,26 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_u^{max} = 1263,85 \text{ daN.}$$

a) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

$$T_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28} \dots\dots\dots [\text{CPA93/A.5.1.3.1.3}].$$

Avec : $a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm}$

$$T_u = 12638,5 \text{ N} \leq 0,267 \times 16,20 \times 12 \times 10^2 \times 25 = 129762 \text{ N} \dots\dots\dots \text{CV}$$

\Rightarrow Il n'ya pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

\rightarrow l'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis

❖ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inferieures(AI) :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right]$$

$$A_l \geq \frac{1,15}{400} \left[12638,5 + \frac{(-7444,2)}{0,9 \cdot 18} \right] \times 10^{-2} = 0,35 \text{ cm}^2$$

$$2,36 \text{ cm}^2 \geq 0,35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

→ l'effort tranchant n'influe pas sur les armatures longitudinales inférieures

❖ Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \dots \dots \dots \text{ [BAEL91/A.5.1 ,211]}$$

$$T_{u \max} = 12638,5 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b_0 * d} = \frac{12638,5}{18 \times 10 \times 100} = \mathbf{0.70 \text{ MPa}}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \rightarrow \overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min (0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min (3.25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = \mathbf{3.25 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = 0.48 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \mathbf{CV}$$

→ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

• **Calcul des armatures transversales :**

✓ **Calcul de diamètre :**

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

$$\phi_t = \min \left(\frac{20}{35} ; \frac{10}{10} ; 1 \text{ cm} \right)$$

$$\phi_t = \min (0.57 ; 1 ; 1 \text{ cm})$$

$$\phi_t = 0.57 \text{ cm}$$

Choix des armatures :

On prend : $\phi_t = \mathbf{6 \text{ mm}}$ avec une nuance d'acier **FeE215**

$A_t = \mathbf{2\phi6}$ de section égale à **0.57 cm²**

• **Calcul l'espacement des armatures transversales :**

D'après le **RPA 99 / version 2003** on a :

$$\text{Zone nodale : } St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_l ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$St \leq \min (5 ; 7.2 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$$

On prend: $St = 5 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante : } S't \leq \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

On prend : $S't = 10 \text{ cm}$

✓ **Condition de non fragilité:**

$$\frac{f_e \times A_t}{b_0 \times S't} \geq \text{Max} (\tau_u/2 ; 0,4\text{MPa})$$

$$\frac{215 \times 0,57}{10 \times 10} \geq \text{Max} (\tau_u/2 ; 0,4\text{MPa})$$

$$1,23 \text{ MPa} \geq \text{Max} (0,24\text{MPa} ; 0,4\text{MPa})$$

$$1,23 \text{ MPa} \geq 0,4\text{MPa}$$

✓ **Vérification au glissement :**

$$T_U - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \leq 0$$

$$12,63 - 45,95 = -33,32 \leq 0 \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

D'après **BAEL91 révisée 99**, il faut que les conditions suivantes soit vérifiées :

- **Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \text{b) } \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t^{ser}}{M_a^{ser}} \\ \text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec : L : La portée de la travée entre axe.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

M_t^{ser} : Le moment en travée maximal à E.L.S.

M_a^{ser} : Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \mu$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \iff \frac{20}{490} = 0,041 < \frac{1}{16} = 0,063 \Rightarrow \text{C.N.V}$$

✓ Une des trois conditions n'est pas vérifiée → le calcul de la flèche est nécessaire.

✓ **Calcul de la flèche admissible :**

$$f \leq f_{\text{adm}} = \frac{L_{\text{max}}}{500} = \frac{490}{500} = \mathbf{0.98 \text{ cm}}$$

Avec L_{max} : La portée maximale des poutrelles.

On a : $\left\{ \begin{array}{l} G : \text{Charge permanente après mise en place des cloisons.} \\ P : \text{Charge Totale (P = G + charge d'exploitation).} \\ J : \text{Charge permanente avant la mise en place des cloisons.} \end{array} \right.$

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 499 \text{ kg/m}^2 \\ P = 499 + 150 = 649 \text{ kg/m}^2 \\ J = 499 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right.$$

✓ **Calcul de la flèche :**

$$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) \leq \Delta f_{t_{\text{max}}}$$

✓ **-Calcul des charges :**

$$\text{Pour } \frac{2}{3} G \left\{ \begin{array}{l} G = 332,67 \text{ kg/m}^2 \\ P = 432,66 \text{ kg/m}^2 \\ J = 332,67 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Pour } b=0,60\text{m} \left\{ \begin{array}{l} G = 1996,02 \text{ N/ml} \\ P = 2595,96 \text{ N/ml} \\ J = 1996,02 \text{ N/ml} \end{array} \right.$$

✓ **Calcul des moments fléchissant :**

• **Moment max se trouve dans travée A-B pour les deux types :**

$$M_{tj} = 0.75 \times M_{0j} = 0.75 \times 1996,02 \times \frac{4.5^2}{8} = 3789,32 \text{ N.m}$$

$$M_{tg} = 0.75 \times M_{0g} = 0.75 \times 2595,96 \times \frac{4.50^2}{8} = 4928,27 \text{ N.m}$$

$$M_{tp} = 0.75 \times M_{0p} = 0.75 \times 1996,02 \times \frac{4.50^2}{8} = 3789,32 \text{ N.m}$$

✓ **Modules de déformations longitudinaux :**

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10819 \text{ MPa}$$

✓ **Calcul du moment d'inertie de la section homogène (I_0) :**

$$I_1 = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \times h_0) \times \left(\frac{h_0}{2} + h - h_0\right) + \left[\frac{(h-h_0)b_0(h-h_0)}{2}\right] + \eta \times A_s \times c}{(b \times h_0) + (h-h_0)b_0 + \eta \times A_s \times c}$$

$$y_G = \frac{(60 \times 4)(18) + [16 \times 12 \times 8] + 15 \times 2,36 \times 2}{432 + 15 \times 2,36}$$

$$y_G = 12,68 \text{ cm}$$

✓ **Détermination du moment d'inertie :**

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

$$I_g = \frac{60 \times 12,68^3}{3} - \frac{(60-12)(12,68-4)^3}{3} + \frac{12(20-12,68)^3}{3} + 15 \times 2,36(18-12,36)^2$$

$$I_g = 33005,81 \text{ cm}^4$$

✓ **Pourcentages des armatures**

Tableau de BAEL91

$$\rho_1 = 100 \rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{2,36}{12 \times 18} = 1,093 \longrightarrow \beta_1 = 0,856$$

ρ : Le pourcentage ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

• **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :**

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_s^g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{4928,27}{2,36 \times 0,856 \times 18}$$

$$\Rightarrow \sigma_s^g = 135,53 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^P = \frac{M_s^g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{3789,27}{2,36 \times 0,856 \times 18}$$

$$\Rightarrow \sigma_s^P = 104,21 \text{ Mpa}$$

Calcul μ_j , μ_g , μ_p :

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = \mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0011 \times 104,21 + 2,1} = 0,44$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0011 \times 135,53 + 2,1} = 0,36$$

✓ Calcul des moments d'inertie fictifs (I_f) :

$$I_f = \frac{I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

Avec :

I_f = moment d'inertie fictif.

λ_i = pour les déformation instantanées.

λ_v = pour les déformation de long durée.

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times \frac{12}{60}) \times 0,0011} = 36,713$$

$$\lambda_v = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3 \times \frac{12}{60}) \times 0,0011} = 20,97$$

✓ calcul f_j^i :

$$I_{fji} = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} = \frac{33005,81}{1 + 36,71 \times 0,44} = 1924,27 \text{ cm}^4$$

$$f_j^i = \frac{M_{ti}^{ser} \times L^2}{10 E_i I_{fji}} = \frac{3789,32 \times 490^2}{10 \times 32164 \times 1924,27} = 1,47 \text{ cm}$$

✓ calcul de f_g^v :

$$I_{fji} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu_v} = \frac{33005,81}{1 + 20,97 \times 0,44} = 3227,38 \text{ cm}^4$$

$$f_g^i = \frac{M_{tg}^{ser} \times L^2}{10 E_i I_{fji}} = \frac{4928,27 \times 490^2}{10 \times 10819 \times 3227,38} = 3,389 \text{ cm}$$

✓ calcul de f_g^i :

$$I_{fji} = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu_v} = \frac{33005,81}{1 + 36,71 \times 0,44} = 1924,26 \text{ cm}^4$$

$$f_g^i = \frac{M_{tg}^{ser} \times L^2}{10 E_i I_{fji}} = \frac{4928,27 \times 490^2}{10 \times 32164 \times 1924,26} = 1,91 \text{ cm}$$

✓ calcul de f_p^i :

$$I_{fji} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu_p} = \frac{33005,81}{1 + 20,97 \times 0,44} = 3227,38 \text{ cm}^4$$

$$f_p^i = \frac{M_{ti}^{ser} \times L^2}{10 E_i I_{fji}} = \frac{3789,32 \times 490^2}{10 \times 32164 \times 3227,38} = 0,876 \text{ cm}$$

✓ La flèche totale :

$$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) = (3,388 - 1,47) + (0,876 - 1,91) = 0,884$$

✓ La flèche admissible :

Pour L = 490 m

$$\Rightarrow \Delta f_{t,max} = \frac{L}{1000} + 0,5 = \frac{490}{1000} + 0,5 = 0,99$$

Conclusion :

Donc : $\Delta f_t = 0,884 \text{ cm} < f_{adm} = 0,99 \text{ cm} \Rightarrow$ la flèche est vérifiée

Tableau III.4: Calcul des armatures de plancher corps creux (étages courants)

		M [kg.m]	A _T [cm ²]	CHOIX DES ARMATURES	A _T [cm ²]
En travée	E.L.U	1070,98	1.74	3×HA10 A=2,36 cm ²	A_t= 2φ6 A=0.57 cm ²
	E.L.S	773,45	vérifiée		
En appui	E.L.U	-744,42	1.56	2×HA12 A=2,26 cm ²	
	E.L.S	-537,62	vérifiée		

Tableau III.5: récapitulatif Calcule des sollicitations :

Sollicitation	Moment en travée [daN.m]	Moment en appui [daN.m]	Effort tranchant

Niveau	ELU	ELS	ELU	ELS	T[daN]
Terrasse	2245,81	1650,15	-1640,15	-1179,05	3003,51
RDC	2026,69	1468,57	-1427,08	-1034,09	2671,99

Tableau III.6: Calcul des armatures de plancher corps creux (Terrasse)

		M [kg.m]	A _T [cm ²]	CHOIX DES ARMATURES	A _T [cm ²]
En travée	E.L.U	2245,81	1.74	3×HA10 A=2,36 cm ²	A _t = 2φ6 A=0.57 cm ²
	E.L.S	1650,15	vérifiée		
En appui	E.L.U	-1640,15	1.56	2×HA12 A=2,26 cm ²	
	E.L.S	-1179,05	vérifiée		

Tableau III.7: Calcul des armatures de plancher corps creux (RDC)

		M [kg.m]	A _T [cm ²]	CHOIX DES ARMATURES	A _T [cm ²]
En travée	E.L.U	2026,69	1.74	3×HA10 A=2,36 cm ²	A _t = 2φ6 A=0.57 cm ²
	E.L.S	1468,57	vérifiée		
En appui	E.L.U	-1427,08	1.56	2×HA12 A=2,26 cm ²	
	E.L.S	-1034,09	vérifiée		

III.3) Dalle pleine :

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires (grande portée ly , petite portée lx , épaisseur hd) dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur le contour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyée sur le contour).

Le calcul se fait comme celui d'une console.
simplement appuyée sur le contour)

➤ **Méthode de calcul**

La méthode de calcul dépend du rapport $\rho = \frac{Lx}{Ly}$ et de type de chargement

- ❖ Pour $\rho < 0.4$: la dalle porte dans un seul sens
- ❖ Pour $0.4 \leq \rho \leq 1$: la dalle porte dans les deux directions

- Pour notre cas on a :

$$L_x = 4.5\text{m}, L_y = 4.90\text{ m} \rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.5}{4.90} = 0.918$$

Donc la dalle de notre structure portant dans les deux directions

➤ **Calcul de l'enrobage**

$$\left\{ \begin{array}{l} C_x = a + \frac{\emptyset}{2} \\ C_y = a + \emptyset + \frac{\emptyset}{2} \end{array} \right.$$

La fissuration est considérée comme peut nuisible $\Rightarrow a = 1\text{ cm}$

Le diamètre des armatures utiliser sera au plus égale au dixième de l'épaisseur de la dalle
[BAEL91]

$$\emptyset_{\max} \leq \frac{h_d}{10}; \text{ avec : } h_d = 16\text{ cm}$$

$$\emptyset_{\max} \leq 1.6\text{ cm}$$

On prend $\emptyset = 1\text{ cm} = 10\text{ mm}$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} C_x = 10 + \frac{10}{2} = 15\text{ mm} \\ C_y = 10 + 10 + \frac{10}{2} = 25\text{ mm} \end{array} \right.$$

✓ **Hauteurs utiles :**

$$dx = h_d - C_x = 16 - 1.6 = 14.5\text{ cm}$$

$$dy = h_d - C_y = 16 - 2.5 = 13.5\text{ cm.}$$

➤ **Evaluation des charges et sollicitations :**

Les charges de RDC :

Le calcul se fait par une bande de 1 ml.

- $G = 599 \text{ daN/ml}$
- $Q = 250 \text{ daN/ml ml}$

a- Combinaison fondamentale :

➤ **ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 599 + 1.5 \times 250 = 1183.65 \text{ daN/m}^2 : \text{ pour une bonde de 1 ml } q_{\text{ser}} = 1183.65 \text{ daN/ml}$$

➤ **ELS :**

$$q_{\text{ser}} = G + Q$$

$$q_{\text{ser}} = 599 + 250 = 849 \text{ daN/m}^2 : \text{ pour une bonde de 1 ml } q_{\text{ser}} = 849 \text{ daN/ml}$$

Calcul des sollicitations :

Calcul de M_x et M_y :

➤ **ELU :**

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times L_x^2 & : \text{ suivant la direction } L_x \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & : \text{ suivant la direction } L_y \end{cases}$$

➤ **ELS :**

$$\begin{cases} M_x^{\text{ser}} = \mu_x^{\text{ser}} \times q_{\text{ser}} \times L_x^2 & : \text{ suivant la direction } L_x \\ M_y^{\text{ser}} = \mu_y^{\text{ser}} \times M_x^{\text{ser}} & : \text{ suivant la direction } L_y \end{cases}$$

Tableau III.8 : Valeur approchée des coefficients μ_x et μ_y [art 2.1.2/ BAEL91]

calculs	μ_x	μ_y
Sollicitation à l'E.L.U et à E.L.S	$\frac{1}{8(1 + 2,4 \times \alpha^3)}$	$\alpha^3 [1,9 - 0,9\alpha] \geq \frac{1}{4}$
Déformations à l'E.L.S	$\frac{1}{8(1 + 2 \times \alpha^3)}$	$\alpha^2 [1 + \frac{3}{2}(1 - \alpha)^2] \geq \frac{1}{4}$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.50}{4.90} = 0.918$$

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\alpha^3)} = \frac{1}{8(1+2.4 \times 0.918^3)} = 0.0438$$

$$\mu_y = \alpha^3 \times [1.9 - 0.9\alpha] = 0.918^3 \times [1.9 - 0.9 \times 0.918] = 0.831 > \frac{1}{4} = 0.25$$

RDC :

➤ **ELU:**

$$M_x^u = 0.0438 \times 1183.65 \times 4.50^2 = 1049.838 \text{ daN.m}$$

$$M_y^u = 0.831 \times 1049.838 = 872.415 \text{ daN.m}$$

ELS :

$$\mu_x^{ser} = \frac{1}{8(1+2\alpha^3)} = \frac{1}{8(1+2 \times 0.918^3)} = 0.0438$$

$$\mu_y^{ser} = \alpha^2 \times [1 + \frac{3}{2}(1 - \alpha)^2] = 0.918^2 \times [1 + \frac{3}{2}(1 - 0.918)^2] = 0.851 > \frac{1}{4} = 0.25$$

$$M_x^{ser} = 0.0438 \times 849 \times 4.50^2 = 753.021 \text{ daN.m}$$

$$M_y^{ser} = 0.851 \times 753.021 = 640.820 \text{ daN.m}$$

➤ **Calcul de M_x^a ; M_x^t ; M_y^a et M_y^t :**

Mode d'encastrement :

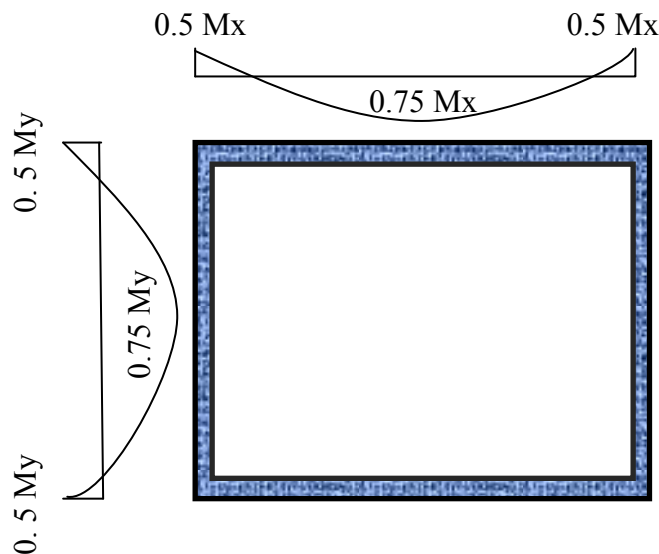


Figure.14: évaluation des moments en travées et en appuis pour la dalle pleine

RDC :

➤ **ELU :**

$$M_{xu}^a = 0.5 M_x^u = 0.5 \times 1049.838 = 524.919 \text{ daN.m}$$

$$M_{xu}^t = 0.75 M_x^u = 0.75 \times 1049.838 = 787.379 \text{ daN.m}$$

$$M_{yu}^a = 0.5 M_y^u = 0.5 \times 872.415 = 436.208 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,u}^t = 0.75 M_y^u = 0.75 \times 872.415 = 654.311 \text{ daN.m}$$

➤ **ELS :**

$$M_{x,ser}^a = 0.5 M_x^{ser} = 0.5 \times 753.021 = 376.510 \text{ daN.m}$$

$$M_{x,ser}^t = 0.75 M_x^{ser} = 0.75 \times 753.021 = 564.766 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,ser}^a = 0.5 M_y^{ser} = 0.5 \times 640.820 = 320.410 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,ser}^t = 0.75 M_y^{ser} = 0.75 \times 640.820 = 480.615 \text{ daN.m}$$

. Calcul du ferrailage de la dalle pleine de RDC

- **Sens X-X**

- **En travées**

➤ **ELU :**

$$M_{x,u}^t = 787.397 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_{x,u}^t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{7873.97}{100 \times 14.4^2 \times 14,2} = 0.0266$$

$$\mu = 0,0266 < \mu_L = 0,392 \text{ A' n'existe pas et } 1000\xi_S > 1000\xi_L$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0266}) = 0.0337$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0337 = 0.987$$

✓ **Détermination des armatures**

$$A_{tu}^x = \frac{M_{x,u}^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7873.97}{0.987 \times 14.5 \times 348} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tu}^x = \max(A_{tu}^x; A_{\min}) = \max(1.57; 1.28)$$

$$A_{tu}^x = 1.57 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement maximale des armatures**

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(3 h_d; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

✓ **Choix des armatures**

$$4T10/\text{ml} \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}$$

➤ ELS :

$$M_{x,ser}^t = 564.766 \text{ daN.m}$$

Fissuration peu nuisible

Acier FeE400 ;

Section rectangulaire et A' n'existe pas ;

Flexion simple

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

$$\gamma = \frac{M_{x,u}^t}{M_{x,ser}^t} = \frac{787.379}{564.766} = 1.394$$

$$\alpha \leq \frac{1.394-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.447$$

$$\left. \begin{array}{l} \gamma = \frac{M_{x,u}^t}{M_{x,ser}^t} = \frac{787.379}{564.766} = 1.394 \\ \alpha \leq \frac{1.394-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.447 \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \implies \text{condition vérifier.}$$

Donc ; les armatures calculées à l'E.L.U. sont retenues

• En appuis :

➤ ELU :

$$M_{x,u}^a = 524.919 \text{ daN.m}$$

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_{x,u}^a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{5249.19}{100 \times 14.5^2 \times 14.2} = 0.0175$$

$$\mu = 0,0175 < \mu_L = 0,392 \text{ A' n'existe pas et } 1000\xi_S > 1000\xi_L$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0175}) = 0.022$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.022 = 0.991$$

✓ Détermination des armatures

$$A_{au}^x = \frac{M_{x,u}^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5249.19}{0.991 \times 14.5 \times 348} = 1.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{au}^x = \max(A_{au}^x ; A_{min}) = \max(1.05 ; 1.28)$$

$$A_{au}^x = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Espacement maximale des armatures**

Ecartement des armatures : $\delta \leq \min(3 h_d; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

✓ **Choix des armatures**

3T10/ml \longrightarrow $A = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$

T10 \longrightarrow $e = 25 \text{ cm}$

➤ **ELS :**

$$M_{xser}^a = 367.510 \text{ daN.m}$$

Fissuration peu nuisible

Acier FeE400 ;

Section rectangulaire et A' n'existe pas ;

Flexion simple

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

$$\gamma = \frac{M_{xu}^a}{M_{xser}^a} = \frac{524.919}{376.510} = 1.394$$

$$\alpha \leq \frac{1.394-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.447$$

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

Donc ; les armatures calculées à l'E.L.U. sont retenues

- **Sens Y-Y**
- **En travées**

➤ **ELU :**

$$M_{yu}^t = 654.311 \text{ daN.m}$$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')**

$$\mu = \frac{M_{yu}^t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{6543.11}{100 \times 14.5^2 \times 14.2} = 0.0219$$

$$\mu = 0,0219 < \mu_L = 0,392 \text{ A' n'existe pas et } 1000\xi_S > 1000\xi_L$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0219}) = 0.0277$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0277 = 0.989$$

✓ **Détermination des armatures**

$$A_{tu}^y = \frac{M_{yu}^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6543.11}{0.989 \times 14.5 \times 348} = 1.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tu}^y = \max(A_{tu}^y; A_{\min}) = \max(1.31; 1.28)$$

$$A_{tu}^y = 1.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Espacement maximale des armatures**

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(3 h_d; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

✓ **Choix des armatures**

$$3T10/\text{ml} \longrightarrow A = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}$$

➤ **ELS :**

$$M_{y,ser}^t = 480.615 \text{ daN.m}$$

Fissuration peu nuisible

Acier FeE400 ;

Section rectangulaire et A' n'existe pas ;

Flexion simple

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

$$\gamma = \frac{M_{yu}^t}{M_{y,ser}^t} = \frac{654.311}{480.615} = 1.361$$

$$\left. \begin{array}{l} \gamma = \frac{M_{yu}^t}{M_{y,ser}^t} = \frac{654.311}{480.615} = 1.361 \\ \alpha \leq \frac{1.361-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.431 \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \implies \text{condition vérifier.}$$

Donc ; les armatures calculées à l'E.L.U. sont retenues

• **En appuis :**➤ **ELU :**

$$M_{yu}^a = 436.208 \text{ daN.m}$$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')**

$$\mu = \frac{M_{yu}^a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{4362.08}{100 \times 14.5^2 \times 14.2} = 0.0146$$

$$\mu = 0.0146 < \mu_L = 0.392 \text{ A' n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_L$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0146}) = 0.0184$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0184 = 0.993$$

✓ **Détermination des armatures**

$$A_{au}^y = \frac{M_{yu}^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4362.08}{0.993 \times 14.5 \times 348} = 0.871 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{au}^y = \max(A_{au}^y; A_{\min}) = \max(0.871; 1.28)$$

$$A_{au}^y = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Espacement maximale des armatures**

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(3 h_d; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

✓ **Choix des armatures**

$$3T10/\text{ml} \longrightarrow A = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}$$

➤ **ELS :**

$$M_{y\text{ser}}^a = 320.410 \text{ daN.m}$$

Fissuration peu nuisible

Acier FeE400 ;

Section rectangulaire et A' n'existe pas ;

Flexion simple

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

$$\gamma = \frac{M_{yu}^a}{M_{y\text{ser}}^a} = \frac{436.208}{320.410} = 1.364$$

$$\alpha \leq \frac{1.364-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.430$$

$$\left. \begin{array}{l} \gamma = \frac{M_{yu}^a}{M_{y\text{ser}}^a} = \frac{436.208}{320.410} = 1.364 \\ \alpha \leq \frac{1.364-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.430 \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Longrightarrow \text{condition vérifier}$$

Donc ; les armatures calculées à l'E.L.U. sont retenues

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

Aucune armature transversale n'est requise si les suivantes sont remplies :

- ✓ La pièce est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur [article A.5.2.2 BAEL91]
- ✓ Les dispositions constructives générales concernant les dalles sont respectées
- ✓ La contrainte tangentielle $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$

• **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_x = \frac{q_{max}^u}{2} \times L_x \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{1183.65}{2} \times 4.50 \times \frac{4.90^4}{4.50^4 + 4.90^4} = 1556.232 \text{ daN}$$

$$T_y = \frac{q_{max}^u}{2} \times L_y \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{1183.65}{2} \times 4.90 \times \frac{4.50^4}{4.50^4 + 4.90^4} = 1205.379 \text{ daN}$$

$$T^u_{max} = \max(T_x ; T_y) = \max(1556.232; 1205.379) = 1556.232 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u_{max}}}{b \times d} = \frac{1556.232 \times 10 \times 10^{-6}}{1 \times 0.135} = 0.107 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \iff 0.107 \leq 1.25$: donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :**

- La vérification de la flèche se fait sous la combinaison (G+Q)
- Pour hourdis (dalle pleine) portant sur deux sens la vérification n'est pas nécessaire si :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{x,ser}^t}{20 \times M_{x,ser}^s} \quad \text{et} \quad \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

✓ **RDC :**

$$\frac{h}{L_x} = \frac{16}{450} = 0.0357 \geq \frac{M_{x,ser}^t}{20 \times M_{x,ser}^s} = \frac{564.766}{20 \times 753.021} = 0.0357 \dots\dots\dots \text{CN}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 13.5} = 0.002 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ Donc : le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Chapitre IV : Etude Des Eléments
Non Structuraux

IV.1. Etude des escaliers :

IV.1.1- Définition :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de degrés permettant de passer d'un niveau à un autre (à monter et à descendre)

IV.1.2- Les Caractéristiques géométrique :

Hauteur Sous-sol : $H = 2,72$ m

Hauteur RDC : $H = 4,25$ m

Hauteur Etages : $H = 3,06$ m

Giron : $g = 30$ cm

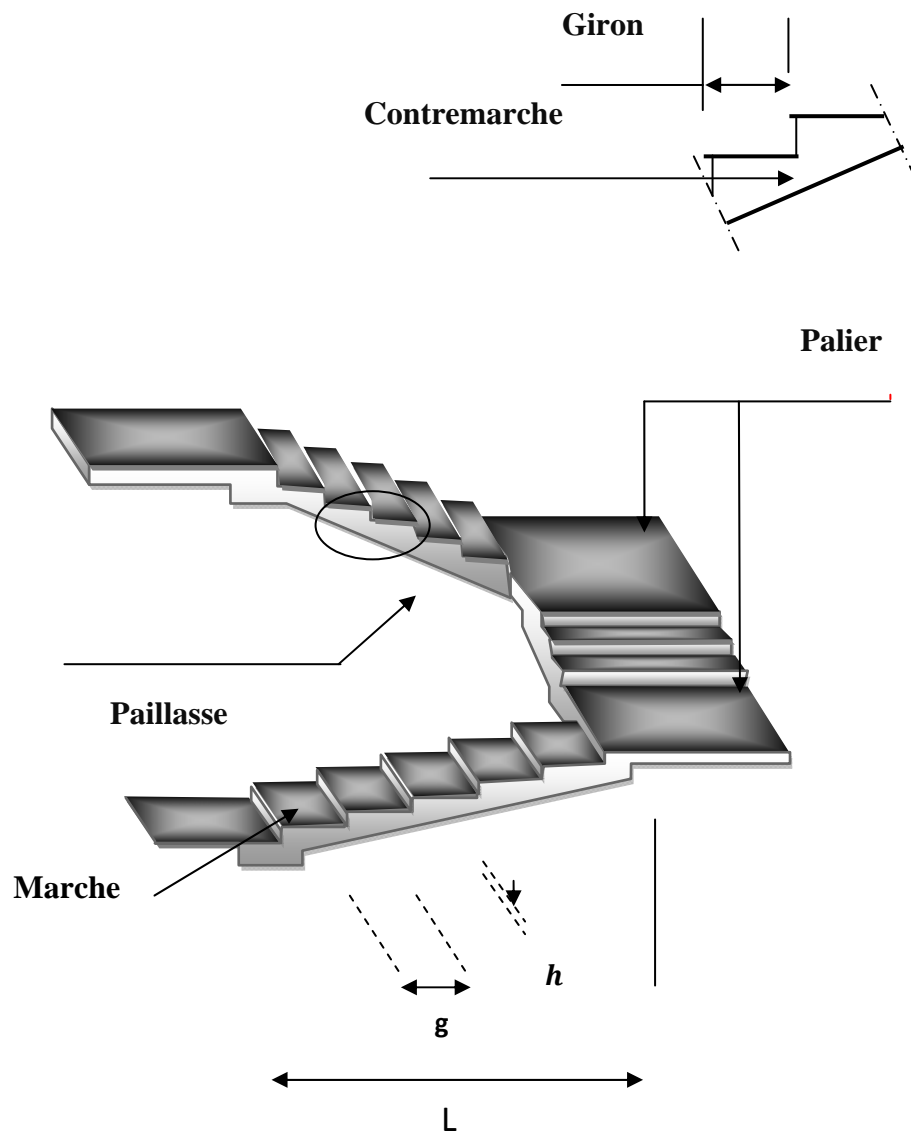


Figure. IV.1. Caractéristiques géométriques de l'escalier.

H :Hauteur d'escalier.

L : Largeur de l'escalier.

n : Nombre des contremarches.

➤ Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL** :

$$59 < 2h + g < 66$$

h : varie de 15cm a 18cm

g : varie de 22cm a 33cm

On a : $14,5 < h < 18$

Donc : $h = 17 \text{ cm}$

➤ Nombre Des Contres marches :

$$N_c \text{ (SS)} = H/h = 272/17 = 16$$

$$N_c \text{ (RDC)} = H/h = 425/17 = 25$$

$$N_c \text{ (étage courant)} = H/h = 306/17 = 18$$

N_c : nombre des contremarches

✓ On aura :

16 contremarches (05 contres marchent par volées) pour Sous-sol.

25 contremarches (08 contres marchent par volées) pour RDC

18 contremarches (09 contres marches par volées) pour étage courant.

➤ Nombre des marches:

$$n = N_c \text{ (sous sol)} - 1 = 04 \text{ marches pour niveau Sous-sol.}$$

$$n = N_c \text{ RDC)} - 1 = 7 \text{ marches pour niveau RDC.}$$

$$n = N_c \text{ (étage courant)} - 1 = 8 \text{ marches pour niveau étage courant.}$$

• **Inclinaison de la paillasse :**

1) Niveau Sous-sol. :

$$\tan \alpha = h'/L'$$

$$h' = N_c \times h \quad h' = 05 \times 17 \rightarrow h' = 0.85 \text{ m}$$

$$L' = (N_c - 1) \times g \quad L' = (05 - 1) \times 30 \rightarrow L' = 1,20 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = 0.85/1,2 \quad \alpha = 35,31^\circ$$

2) Niveau RDC :

$$\tan \alpha = h'/L'$$

$$h' = N_c \times h \quad h' = 08 \times 17 \rightarrow h' = 1,36 \text{ m}$$

$$L' = (N_c - 1) \times g \quad L' = (08 - 1) \times 30 \rightarrow L' = 2.1 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = 1.36/2.1 \quad \alpha = 32,93^\circ$$

3) Niveau Etage Courant :

$$\tan \alpha = h'/L'$$

$$h' = N_c \times h \quad h' = 09 \times 17 \rightarrow h' = 1,53 \text{ m}$$

$$L' = (N_c - 1) \times g \quad L' = (09 - 1) \times 30 \rightarrow L' = 2.4 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = 1.53/2.4 \quad \alpha = 32,52^\circ$$

IV.1.3- épaisseur de la paillasse et de palier :

a. Évaluation de l'épaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de paillasse et le palier est déterminée comme suite :

$$\frac{L1}{30} \leq e \leq \frac{L1}{20}$$

$L = 2,85 \text{ m} \Rightarrow 9.5 \text{ cm} \leq e \leq 14,25 \text{ cm}$; On prend $e = 15 \text{ cm}$

b. Épaisseur de palier :

Pour le palier, on adopte une épaisseur de 15cm.

c. Condition de dégagement rapide des escaliers :

$1,2 \text{ m} \leq \text{l'emmarchement} \leq 1,5 \text{ m}$ pour un bâtiment collectif

IV.1.4- Descente de charge :**a. volée :**

	Epaisseur cm	Charge kN /m²
Revêtement carrelage horizontal	2	$22.0,02 = 0,44$
Mortier de pose horizontal	2	$20.0,02 = 0,40$
Revêtement carrelage vertical	2	$(22.0,02).h/g.(22.0,02).17/30 = 0,25$
Mortier de pose vertical	2	$(20.0,02).h/g.(20.0,02).17/30 = 0,23$
Poids propre des marches	17	$22.h/g 22.0,17/30 = 1,87$
Poids propre de la paillasse	15	$25.0,15.(1/\cos \alpha) = 4,31$
Enduit de plâtre	1,5	$(10 \times 0,015) = 0,15$
La charge permanente		Gv =7.65
La charge d'exploitation		Qv =2.50

b. Le Palier :

Matériaux	Epaisseur cm	Charge kN/m²
Revêtement carrelage horizontal	2	$22.0,02 = 0,44$
Mortier de pose	2	$20.0,02 = 0,40$
Poids propre du palier	15	$25.0,15 = 3,75$
Enduit de plâtre	1,5	$(10 \times 0,015) = 0,15$
La charge permanente		Gv =4,74
La charge d'exploitation		Qv =2,50

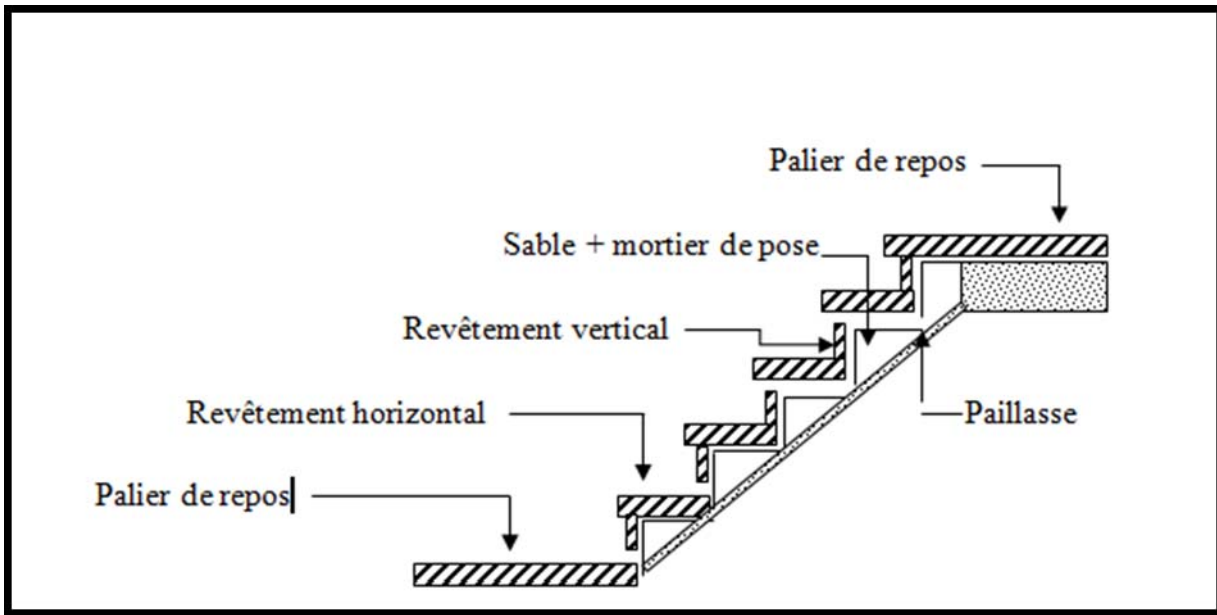


Figure. IV.2. Descentes des charges dans l'escalier.

IV.1.4-Combinaison fondamentale :

➤ ELUR :

$$\text{Volée : } q_v = (1,35G_v + 1,5Q_v) \times 1\text{m} = (1,35 \times 7,65 + 1,5 \times 2,50) \times 1\text{m} = 14,08 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Palier : } q_p = (1,35G_p + 1,5Q_p) \times 1\text{m} = (1,35 \times 4,74 + 1,5 \times 2,50) \times 1\text{m} = 10,15 \text{ kN/ml}$$

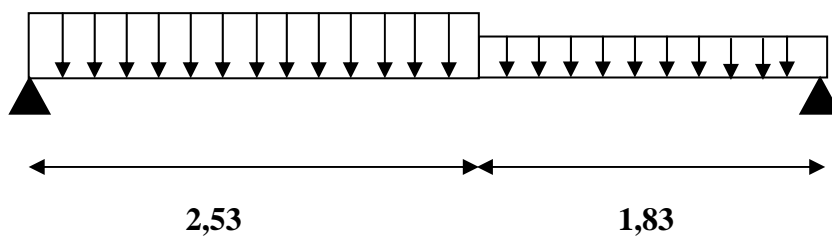
➤ ELS :

$$\text{Volée : } q_v = (G_v + P_v) \times 1\text{m} = (7,65 + 2,50) \times 1\text{m} = 10,14 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Palier : } q_p = (G_p + P_p) \times 1\text{m} = (4,74 + 2,50) \times 1\text{m} = 7,24 \text{ kN/ml}$$

IV.1.5-Escalier sous-sol

➤ ELUR :



-La charge équivalente :

$$\text{si } \frac{\Delta_q}{q_{\min}} = \frac{q_{vu} - q_{pu}}{q_{\min}} \leq 15\%$$

On prend la charge de la paille comme une charge répartie sur toute la longueur.

$$\text{si } \frac{\Delta_q}{q_{\min}} = \frac{q_{vu} - q_{pu}}{q_{\min}} > 15\%$$

La répartition des charges reste la même.

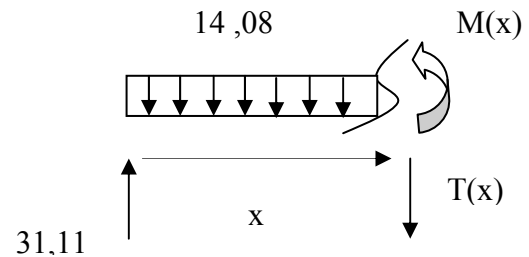
$$\text{On a : } \frac{\Delta_q}{q_{\min}} = \frac{14,07 - 10,15}{10,15} = 38\% > 15\%$$

On ne peut pas appliquer la charge équivalente sur toute la longueur donc la répartition reste la même.

- Calcul des réactions :

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A = 31,11 \text{ kN.}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_B = 27,53 \text{ kN.}$$

**-Calcul des moments et efforts tranchants :**

Pour : $0 \leq x \leq 2,7 \text{ m}$

$$T(x) = 31,11 - 14,08 \cdot x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 31,11 \text{ kN} \\ x = 2,21 \text{ m} \rightarrow T(x) = 0 \\ x = 3,30 \text{ m} \rightarrow T(x) = -15,354 \text{ kN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 31,11 \cdot x - 14,08 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\rightarrow M_{\max} = 34,36 \text{ kN.m}$$

On considère qu'on a un encastrement partiel aux extrémités (appuis) :

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{\text{au}} = -0,4 M_{\text{max}} = -13,744 \text{ kN.m} \\ M_{\text{tu}} = 0,85 M_{\text{max}} = 29,206 \text{ daN.m} \\ T_{\text{max}} = 31,11 \text{ kN} \end{cases}$$

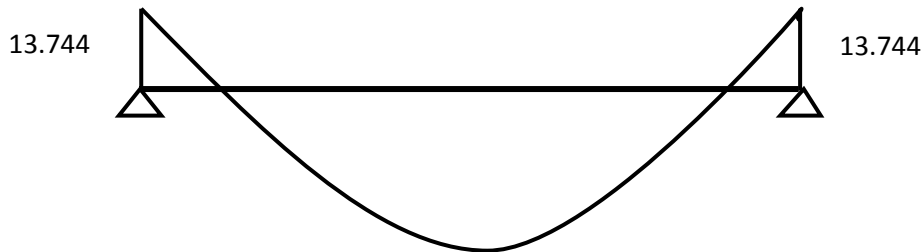
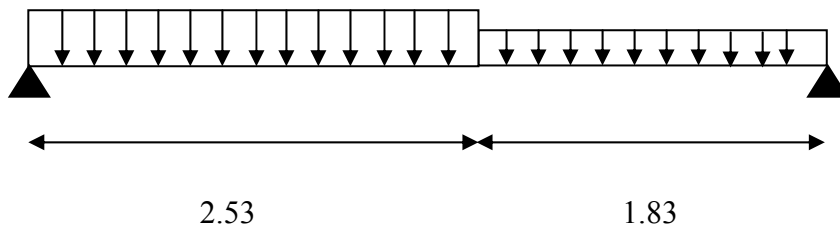


Figure. IV.3. Diagramme des moments fléchissant.

➤ ELS :



-La charge équivalente :

$$\text{si } \frac{\Delta_q}{q_{\text{min}}} = \frac{q_{\text{vu}} - q_{\text{pu}}}{q_{\text{min}}} \leq 15\%$$

On prend la charge de la paillasse comme une charge répartie sur toute la longueur.

$$\text{si } \frac{\Delta_q}{q_{\text{min}}} = \frac{q_{\text{vu}} - q_{\text{pu}}}{q_{\text{min}}} > 15\%$$

La répartition des charges reste la même.

$$\text{On a : } \frac{\Delta_q}{q_{\text{min}}} = \frac{10,14 - 7,24}{7,24} = 40\% > 15\%$$

On ne peut pas appliquer la charge équivalente sur toute la longueur donc la répartition reste la même.

Calcul des réactions :

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A = 22,37 \text{ kN.}$$

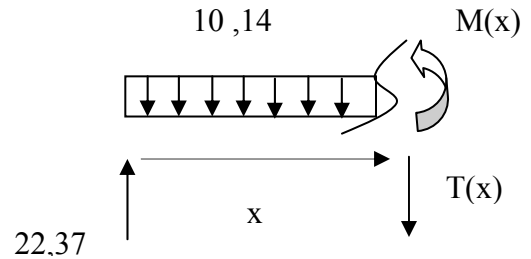
$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_B = 19,81 \text{ kN.}$$

-Calcul des moments et efforts tranchants :

Pour : $0 \leq x \leq 2,7 \text{ m}$

$$T(x) = 22,37 - 10,14 \cdot x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 22,37 \text{ kN} \\ x = 2,21 \text{ cm} \rightarrow T(x) = 0 \\ x = 3,30 \text{ cm} \rightarrow T(x) = -11.092 \text{ kN} \end{cases}$$



Moment fléchissant :

$$M(x) = 22,37 \cdot x - 10,14 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\rightarrow M_{\max} = 24,66 \text{ kN. m}$$

On considère qu'on a un encastrement partiel aux extrémités (appuis) :

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{\text{au}} = -0,4 M_{\max} = -9,864 \text{ kN. m} \\ M_{\text{tu}} = 0,85 M_{\max} = 20,961 \text{ daN. m} \\ T_{\max} = 22,37 \text{ kN} \end{cases}$$

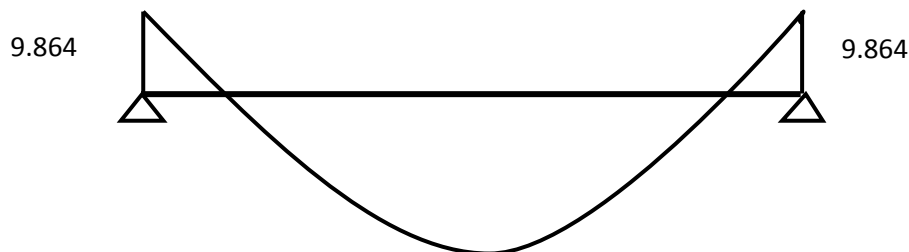


Figure. IV.4. Diagramme des moments fléchissant.

4.2. Escalier étage courant

➤ **ELUR :**

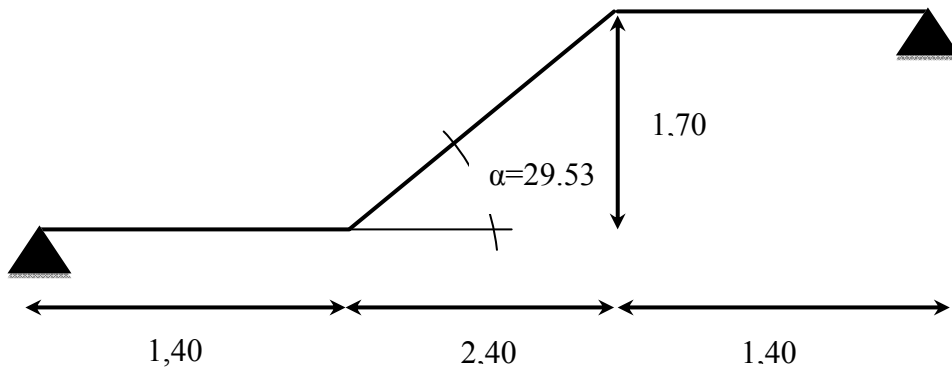


Schéma statique :

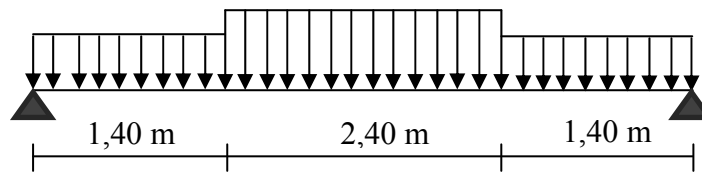


Schéma statique

-Calcul des réactions :

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A = 32,38 \text{ kN.}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_B = 32,38 \text{ kN.}$$

-Calcul des moments et efforts tranchants :

Moment fléchissant :

$$M_{\max} = 42.98 \text{ kN.m}$$

On considère qu'on a un encastrement partiel aux extrémités (appuis) :

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{\text{au}} = -0,4 M_{\max} = -17.192 \text{ kN.m} \\ M_{\text{tu}} = 0,85 M_{\max} = 36.53 \text{ kN.m} \\ T_{\max} = 32.38 \text{ kN} \end{cases}$$

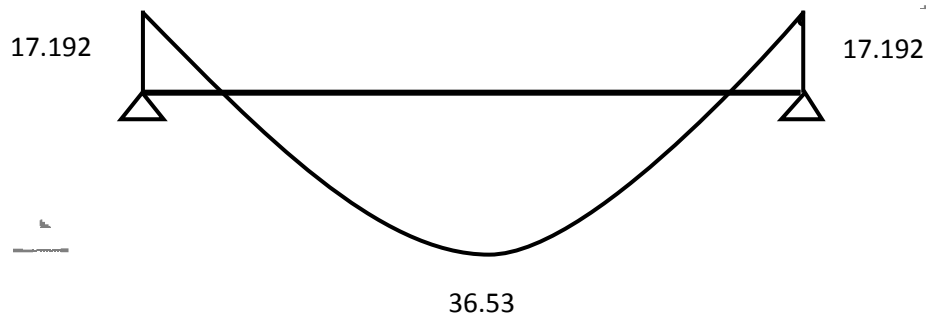


Figure. IV.5. Diagramme des moments fléchissant.

➤ ELS :

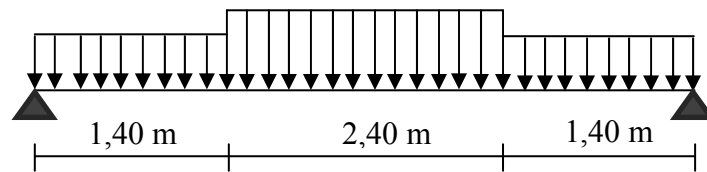


Schéma statique

-Calcul des réactions :

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A = 23,17 \text{ kN.}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_B = 23,17 \text{ kN.}$$

-Calcul des moments et efforts tranchants :

Moment fléchissant :

$$M_{\max} = 31.26 \text{ kN.m}$$

On considère qu'on a un encastrement partiel aux extrémités (appuis) :

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{\text{au}} = -0,4 M_{\max} = -12.51 \text{ kN.m} \\ M_{\text{tu}} = 0,85 M_{\max} = 26.57 \text{ kN.m} \\ T_{\max} = 23.17 \text{ kN} \end{cases}$$

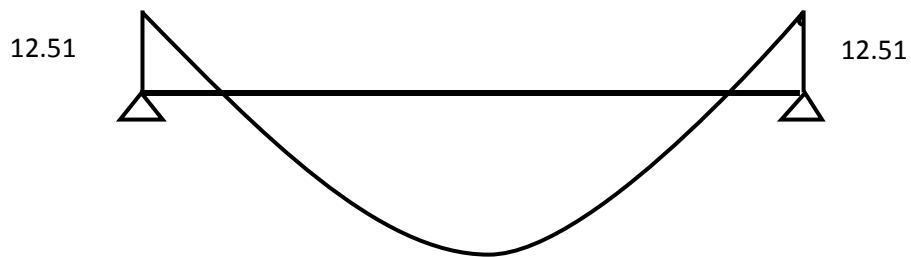


Figure. IV.6. Diagramme des moments fléchissant.

	ELU		ELS	
	EN TRAVEE (kN.m)	EN APPUIS (kN.m)	EN TRAVEE (kN.m)	EN APPUIS (kN.m)
SOUS-SOL	29,206	13,744	20 ,691	9,864
RDC type 1	51,18	24,08	36,86	17,35
RDC type 2	27,73	13,05	19,97	9,4
ETAGE COURANT	36,53	17,192	26,57	12,51

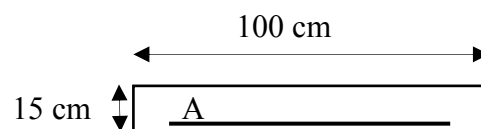
Tableau. IV.3. Evaluation des charges (palier).

III.5. Ferrailage :

5.1. Sous-sol

➤ E.L.U.R :

I. En travée (paillasse) :



$$M_u^T = 29,206 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^T}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{29.206}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,113$$

$$\mu \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\hat{A}_u = 0$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa ; } \alpha = 0,15 ; \beta = 0,94$$

$$A_u^t = \frac{M_u^T}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{29.206}{348 \cdot 0,94 \cdot 13,5} = 6,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ ELS :

-Vérification des contraintes :

Fissuration peu nuisible → vérifier les contraintes.

Pas de vérification pour σ_s → il suffit de vérifier $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$.

-En travée :

$$M_{\text{ser}}^t = 20,691 \text{ kN.m}$$

-Position de l'axe neutre :

$$S_{y_1 y_1'} = \frac{b_0 y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$y_1 = 4,28 \text{ cm.}$$

-Moment d'inertie:

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{b_0 y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_{y_1 y_1'} = 11052,31 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I_{y_1 y_1'}} = \frac{20691}{11052,31} = 1,872$$

$$\sigma_{bc} = K_{y1} = 1.872.4,28 = 8,01 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{28} = 15 \text{ MPa.}$$

On a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ les armatures calculée à l'E.L.U.R conviennent.

-Armature finale :

$$A = \max (A_u^t; A_{\min}) = 6,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Choix de l'armature : n

$$\text{Soit } 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Espacement :

$$e_{\max} = \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm.}$$

On prend : $e = 20 \text{ cm.}$

-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{\text{app}}}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,698 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend comme choix : $4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$e < \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$e = 31 \text{ cm}$$

-En appui :

➤ **E.L.U.R :**

$$M_u^a = 13,744 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{13,744}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,053$$

$\mu \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow$ On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\hat{A}_u = 0$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \alpha = 0,068 ; \beta = 0,973.$$

$$A_u^a = \frac{M_u^a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{13,744}{348.0,965.13,5} = 3,01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

➤ **E.L.S :**

$$M_{\text{ser}}^a = 9,864 \text{ kN}$$

Position de l'axe neutre :

$$S_{y_1 y_1'} = \frac{b_0 y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 3,07 \text{ cm}.$$

-Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{b_0 y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_{y_1 y_1'} = 5875 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I_{y_1 y_1'}} = \frac{9864}{5875} = 1,679$$

$$\sigma_{bc} = K y_1 = 1,679 \cdot 3,07 = 5,152 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{28} = 15 \text{ MPa}.$$

On a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ les armatures calculée à l'E.L.U.R conviennent.

-Armature finale :

$$A = \max(A_u^t; A_{\text{min}}) = 3,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Choix de l'armature :

$$\text{Soit } 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

-Espacement :

$$e_{\text{max}} = \min(3h; 33\text{cm}) = 31 \text{ cm}.$$

On prend : $e = 31 \text{ cm}.$

-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend comme choix : 4T10= 3,40 cm²/ml

-Espacement :

$$e < \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$e = 31 \text{ cm}$$

-Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{max} = 31,11 \text{ kN}$$

La fissuration est peu nuisible

$$\overline{\tau_u} = 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u,max}}{b.d.100} = \frac{31110}{100.13,5.10^2} = 0,23 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.6. Etude de la poutre palière :

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier :

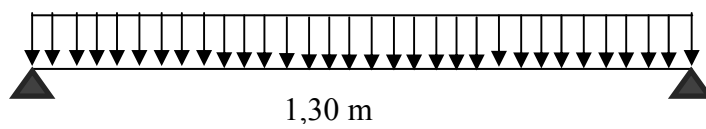
Schéma statique

Fig. IV.7. Schéma statique de la poutre palière.

a-Pré dimensionnement :

a.1-Critère de rigidité : selon le BAEL91 les dimensions de la poutre palière sont :

$$L = 1,30 \text{ m}$$

➤ **La hauteur de la poutre palière doit satisfaire la condition suivante :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 8,65 \leq h \leq 13 \quad \text{on prend } h = 30 \text{ cm}$$

➤ **Le largueur de la poutre :**

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 4 \leq b \leq 8 \quad \text{on prend } b = 25 \text{ cm}$$

a.2-Vérification selon le RPA₉₉V₂₀₀₃:

$h = 30 \text{ cm}$ et $b = 20 \text{ cm}$ tel que:

$$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$\frac{h}{b} = 1,2 \text{ CV}$$

La section de la poutre palière est de dimension $(bxh) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

a.3-Efforts sollicitant la poutre palière :

Son poids propre : $G_p = 2500 \cdot 0,25 \cdot 0,30 = 1,875 \text{ kN/ml}$

La poutre palier support le max (R_a ; R_b) = R_a /ml

a.4-Calcul des sollicitations :

➤ **ELUR :**

$$q_u = 1,35G + R_a = 1,35 \cdot 1,875 + 31,11 = 33,64 \text{ kN/ml}$$

$$M_{0u} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{33,64 \cdot 1,30^2}{8} = 7,10 \text{ kN.m}$$

- En appui :

$$M_u^a = -0,4M_{0u} = -2,84 \text{ N.m}$$

- En travée :

$$M_u^t = 0,85M_{0u} = 6,035 \text{ kN.m}$$

➤ ELS :

$$q_{\text{ser}} = G + Ra = 32,98 \text{ kN/ml}$$

$$M_{0\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}}L^2}{8} = \frac{32,98 \cdot 1,30^2}{8} = 6,96 \text{ kN.m}$$

- En appui :

$$M_{\text{ser}}^a = -0,4M_{0\text{ser}} = -2,78 \text{ kN.m}$$

- En travée :

$$M_{\text{ser}}^t = 0,85M_{0\text{ser}} = 5,92 \text{ kN.m}$$

a.5-Ferrailage de la poutre palière :

➤ E.L.U.R :

-En travée :

$$M_u^T = 6,035 \text{ kN.m}$$

$$d = 0,9h = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u^T}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{6,035}{30 \cdot 31,5^2 \cdot 14,2} = 0,023$$

$$\mu \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\hat{A}_u = 0 ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \alpha = 0,030 ; \beta = 0,988.$$

$$A_u^t = \frac{M_u^T}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{6,035}{348 \cdot 0,988 \cdot 27} = 0,65 \text{ cm}^2$$

➤ ELS :

La fissuration peu nuisible, donc il faut que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$M_{\text{ser}}^t = 5,92 \text{ kN.m}$$

-Position de l'axe neutre :

$$S_{y_1 y_1'} = \frac{b_0 y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$y_1 = 4.22 \text{ cm.}$$

-Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{b_0 y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{30.4,22^3}{3} + 15.0,65. (27 - 4,22)^2$$

$$I_{y_1 y_1'} = 5688,20 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{y_1 y_1'}} = \frac{5920}{5688,20} = 1,041$$

$$\sigma_{bc} = Ky_1 = 1,041. 4,22 = 4,388 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\text{On a : } \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}.$$

Les armatures calculé a E.L.U.R conviennent

-Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23. b. d. \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,82 \text{ cm}^2$$

-Armatures finales :

$$A_{adp} = \max(A_u; A_{min}) = 0,82 \text{ cm}^2$$

-Choix de l'armature :

$$\text{Soit } A_t = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

-En appui :

➤ **E.L.U.R :**

$$M_u^a = -2,84 \text{ kN.m}$$

$$d = 0,9h = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{5,92}{25 \cdot 27^2 \cdot 14,2} = 0,011$$

$$\mu \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\hat{A}_u = 0$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa ; } \alpha = 0,014 ; \beta = 0,994.$$

$$A_u^a = \frac{M_u^a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5,92}{348 \cdot 0,994 \cdot 27} = 0,30 \text{ cm}^2$$

➤ **E.L.S :**

$$M_{ser}^a = -2,78 \text{ kN.m}$$

-Position de l'axe neutre :

$$S_{y_1 y_1'} = \frac{b_0 y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$y_1 = 4,18 \text{ cm.}$$

-Moment d'inertie :

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{b_0 y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{25 \cdot 2,96^3}{3} + 15 \cdot 0,30 \cdot (27 - 2,96)^2$$

$$I_{y_1 y_1'} = 2852,21 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{y_1 y_1'}} = \frac{2780}{2852,21} = 0,975$$

$$\sigma_{bc} = K_{y1} = 0,975 \cdot 2,96 = 2.887 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\text{On a : } \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}.$$

Les armatures calculées à l'ELUR conviennent

-Armatures finales :

$$A_{\text{adp}} = \max(A_u; A_{\text{min}}) = 0,82 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

➤ **calcul de l'effort tranchant :**

$$q_u = 33,64 \text{ kN/ml}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{33,64 \cdot 1,30}{2} = 21,86 \text{ N}$$

a-Vérification de l'effort tranchant :

$$\text{La fissuration est peu nuisible} \Rightarrow \overline{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\Rightarrow \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$T_u \text{max} = 62137,58 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \text{max}}{b \cdot d \cdot 100} = \frac{462137,58}{30 \cdot 31,5 \cdot 10^2} = 0,66 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.7. Escalier de RDC :**TYPE 1 :**

Schéma statique

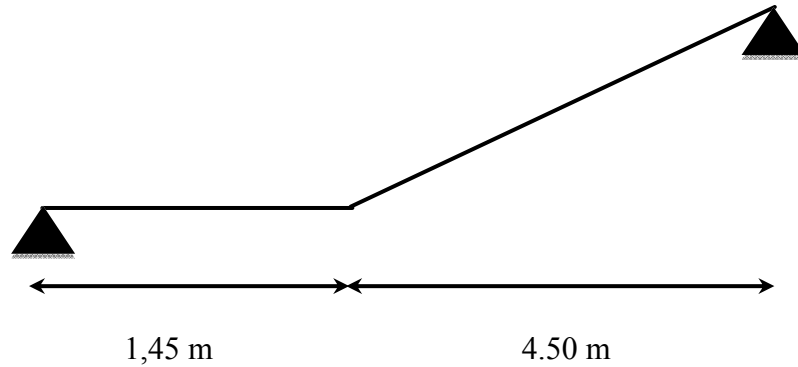
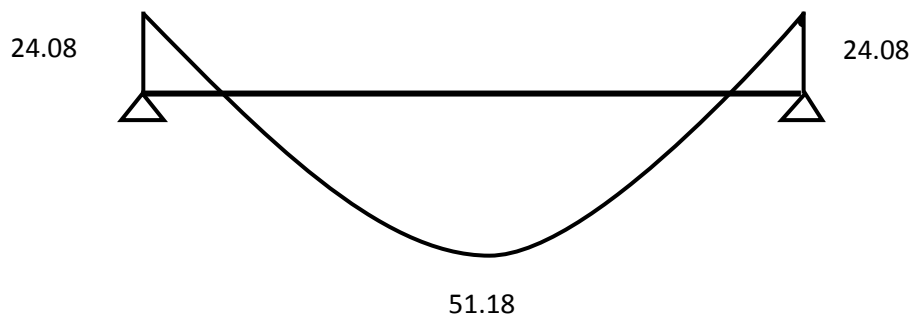
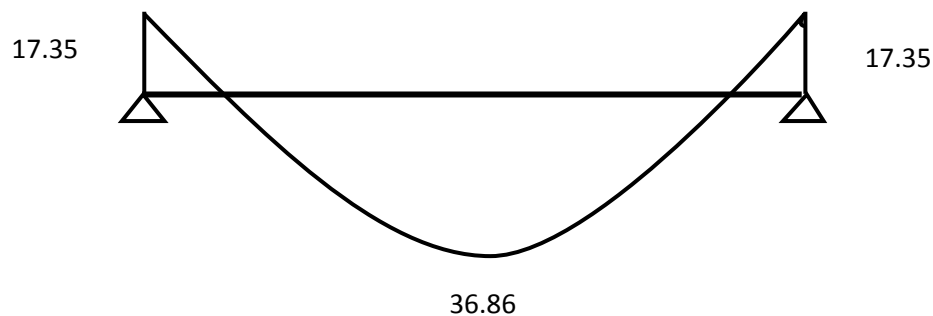


Diagramme des moments :

➤ **E.L.U.R :****Figure. IV.8. Diagramme des moments fléchissant.**➤ **E.L.S :****Fig. IV.9. Diagramme des moments fléchissant.**

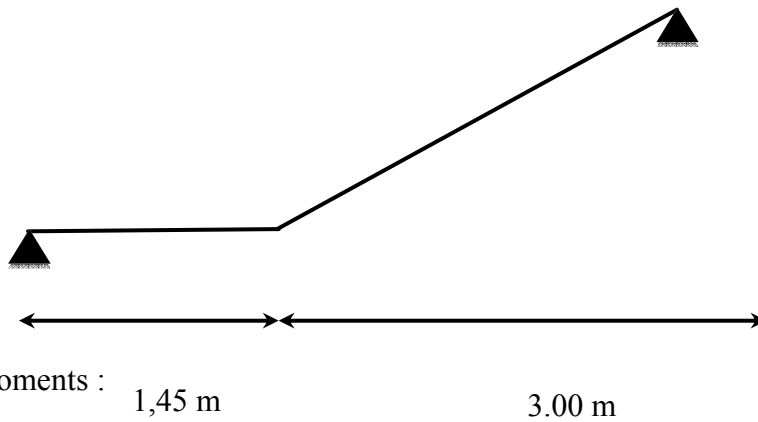
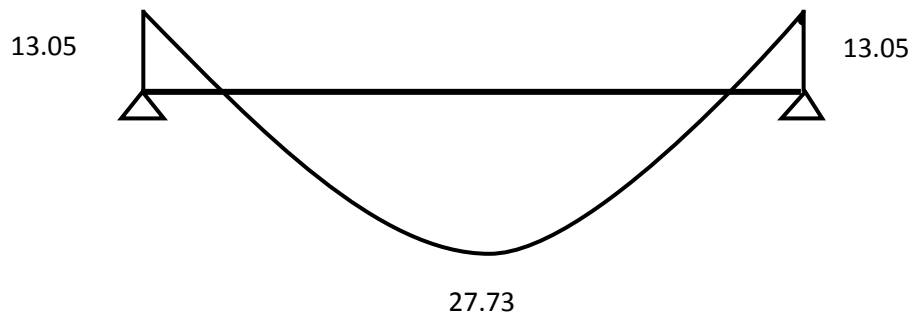
Type 2 :**Schéma statique**

Diagramme des moments :

➤ E.L.U.R :

**Figure. IV.10. Diagramme des moments fléchissant.**

➤ E.L.S :

**Figure. IV.11. Diagramme des moments fléchissant.**

➤ **Tableau de ferrailage :**

		A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{dop} (cm ²)	Choix	A_{rep} (cm ²)	Choix (ml)	e (cm)	
SOUS SOL	Appuis	6.62	1.63	6.79	6H12	3.14	4T10	15	
	Travée	3.01	1.63	4.52	4H12	3.14	4T10	15	
R D C	TYPE 1	Appuis	12.27	1.63	12.32	8H14	3.14	4T10	15
		Travée	5.39	1.63	5.65	5H12	3.14	4T10	15
	TYPE 2	Appuis	6.26	1.63	6.79	6H12	3.14	4T10	15
		Travée	2.85	1.63	4.52	4H12	3.14	4T10	15
ETAGE COURANT	Appuis	8.45	1.63	9.05	8H12	3.14	4T10	15	
	Travée	3.79	1.63	4.52	4H12	3.14	4T10	15	

Tableau. IV.4. Résultats du ferrailage.

IV.2. Etude de l'acrotère :

IV.2.1. Définition :

L'acrotère est un élément décoratif coulé sur place, son rôle est d'assurer la sécurité des Personnes circulant au niveau de la terrasse ainsi que la protection de l'étanchéité. Il est aussi Un élément protecteur contre l'attaque des eaux pluviales par le biais de la forme en pente.

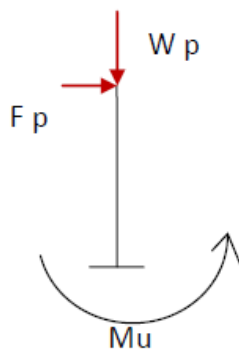


Figure IV.12 : schéma statique.

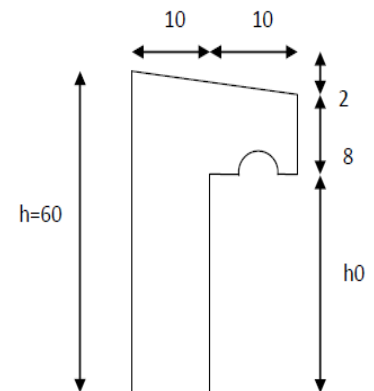


Figure IV.13 : coupe de l'acrotère

IV.2.2 ferrailage :

IV.2.2.1 sollicitation:

D'après la formule donnée par RPA 2003

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

Tel que :

A : Coefficient d'accélération obtenu à partir du tableau (4-1) du (RPA 99).

$$A = 0,15$$

Cp : facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1) du (RPA 99).

$$C_p = 0,8$$

Wp : le poids propre de l'acrotère.

- **la surface de l'acrotère:**

$$S = \frac{0.02 \times 0.1}{2} + (0.08 \times 0.1) + (0.6 \times 0.1)$$

$$S = 0.069 \text{m}^2.$$

$$W_p = 25 \times 0.069 = 1.725 \text{ KN/ml.}$$

Alors :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot G$$

$$F_p = 4 \times 0.10 \times 0.8 \times 3.175$$

$F_p = 0.552 \text{ kn/ml.}$

- **la surface de l'acrotère:**

$$S = \frac{0.02 \times 0.1}{2} + (0.08 \times 0.1) + (0.6 \times 0.1)$$

$$S = 0.069 \text{m}^2.$$

$$W_p = 25 \times 0.069 = 1.725 \text{ KN/ml.}$$

Alors :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot G$$

$$F_p = 4 \times 0.10 \times 0.8 \times 3.175$$

$F_p = 0.552 \text{ kn/ml.}$

E.L.U		
La charge Permanente ultime	$N_u = 1.35 W_p$	2.32 KN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_u = 1.5 F_p$	0.828 KN
Moment d'encastrement	$M_u = h \cdot Q_u$	0.496 KN.m

E.L.S		
La charge Permanente	$N_s = W_p$	2.32 KN
La surcharge d'exploitation	$Q_s = F_p$	0.828 KN
Moment d'encastrement	$M_u = h \cdot Q_s$	0.496 KN.m

IV.2.2.3 calcul de l'excentricité :

- **L'excentricité de 1er ordre :**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.21 \text{ m.}$$

- **L'excentricité additionnelle :**

$$e_a = \left(2 \text{ cm}; \frac{h}{250} \right) = \left(2 \text{ cm}; \frac{60}{250} \right) = 2 \text{ cm.}$$

$$e_2 = \frac{3l^2 f}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \phi)$$

$$lf = 2h = 1,2 \text{ m}; \alpha = 10[1 - (M_u/1.5M_s)] = 10[1 - (0.912/1.5 \times 0.609)] = 0 \rightarrow e_2 = 0.00144 \text{ m}$$

$$e_0 = e_1 + e_a + e_2 = 0.231 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = 0.231 \text{ m} \\ \left(\frac{h_0}{2} \right) - c' = 0.08 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow e_0 > \left(\frac{h_0}{2} \right) - c' \rightarrow \text{La section partiellement comprimé.}$$

IV.2.2.4 Calcul de ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est (100×10) cm².

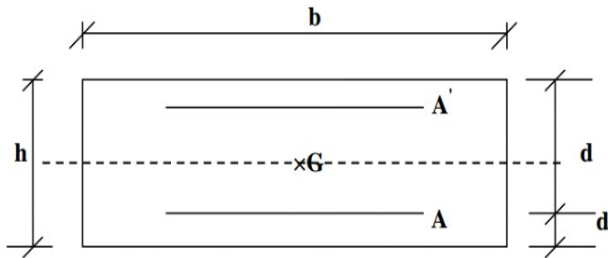


Figure IV-14 : section de calcul de l'acrotère.

- Position du point d'application de l'effort normal : (N)

➤ **E.L.U :**

$$E_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0.21\text{m}$$

$$e_0 = 0.21\text{m} > \frac{h}{2} = 0.05\text{m}$$

→ section partiellement comprimée le calcul se fait à la flexion simple avec un moment

fictif M_f égale au moment par rapport aux armatures tendues.

$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot (e_0 + \frac{h}{2} - c') = 2.32 \times (0.21 + \frac{0.1}{2} - 0.02) = 0.556 \text{ KN/m.}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

➤ **E.L.U**

$$\mu = \frac{M_f^\mu}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{556}{14.2 \times 100 \times 8^2} = 0.0061$$

$$\mu = 0.0061 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0076$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.995$$

- Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{M_f^\mu}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{556}{348 \times 0.995 \times 8} = 0.2\text{cm}^2/\text{m}_L$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0.20 - \frac{2320}{100 \times 348} = 0.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité): [B.A.E.L.91]

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\max} = \text{Max}(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = 0.97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures : 2T10 $\rightarrow A=1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $e=15 \text{ cm}$

- Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{0.97}{4} = 0.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures : 2T10 $\rightarrow A=1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $e=15 \text{ cm}$

- Vérification des contraintes de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{828}{100 \times 8 \times 100} = 0.010 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b}; 4 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.010 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ E.L.S :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.331}{1.725} = 0,191$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016$$

$e_1 < e_0 \Rightarrow$ la section partiellement comprimé (S P C).

- **La contrainte du béton a L'ELS est :** $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- **La contrainte de l'acier à L'ELS est :** $\bar{\sigma}_{st} = \min[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}] \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$
- **La position de l'axe neutre :** $x = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = 0.047 \text{ m}$
- **Moment de service limite :** $\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \cdot b \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot x \cdot (d - \frac{x}{3}) \Rightarrow M_1 = 26,2 \cdot 10^{-3} \text{ MPa}$
 $M_{\text{serA}} = 0.921 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$

$M_{serA} < \bar{M}_1 \Rightarrow$ La section est sans aciers comprimés.

$$\text{D'où } A_{s.ser} = \frac{A_{ser.A}}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{N_{ser}}{\sigma_s}$$

• Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1.0$$

$$A_s = \max(A_{s,u}; A_{s.ser}; A_s^{min})$$

Choix : 5T6=1,41cm² \Rightarrow espacement St=100/5=20cm.

• les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.35 ; \text{ On choisit 3T6} = 0,85 ; \text{ avec un espacement St=20 cm.}$$

• Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_\mu \leq \bar{\tau} , \text{ tel que :}$$

$$\bar{\tau}_\mu = \min(0.13 \cdot f_{c28} ; 4\text{MPa}) \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_\mu = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} = \frac{0.828}{100 \times 8 \times 100} = 0.010\text{MPa} < \bar{\tau}_\mu = 3,25\text{MPa} \quad \text{vérifiée.}$$

IV.3. Etude des balcons :

IV.1 balcon pour les étages courants

Dimensions

Largeur : 1,6 m

Longueur : 4,35 m

Epaisseur : 16 cm

- **Schéma statique de calcul :**

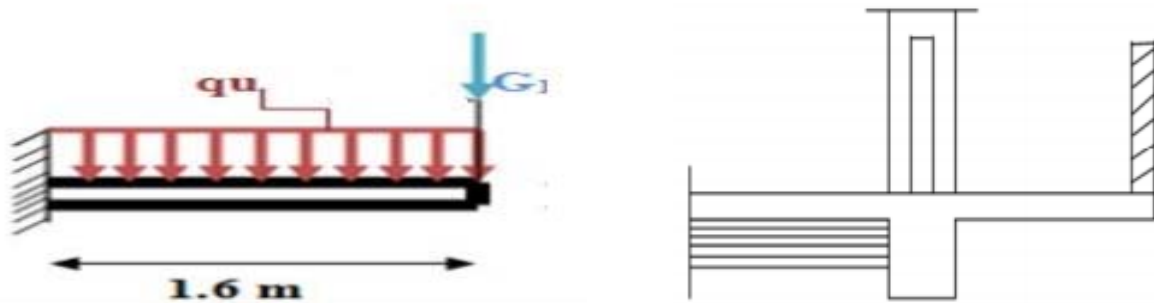


Figure IV-16 : schéma statique de balcon.

qu : charge et surcharge pondérées de la dalle.

G₁ : poids du garde-corps.

$G = 5,98 \text{ KN/m}^2$

$Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

$G_1 = 1,58 \times 1,6 = 2,53 \text{ KN/ml}$

- **Combinaison des charges**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de un mètre de largeur

- **I'ELU :**

La dalle : $qu = (1,35 \times G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml} = (1,35 \times 5,98 + 1,5 \times 3,5) 1 \text{ ml} = 13,32 \text{ KN/ml}$

Garde-corps : $qu_1 = (1,35 \times G_1) 1 \text{ ml} = (1,35 \times 2,53) = 3,42 \text{ KN/ml}$

- **I'ELS :**

La dalle : $qs = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = (5,98 + 3,5) 1 \text{ ml} = 9,48 \text{ KN/ml}$

Garde-corps : $qs_1 = G_1 \times 1 \text{ ml} = 2,53 \text{ KN/ml}$

- **Ferraillage :**
- **Calcul des moments d'encastements :**

- **ELU :**

Dalle pleine : $qu = 13,32 \text{ KN/ml}$

$M_{qu} = qu \times L^2 / 2 = 17,05 \text{ KN.m}$

Garde-corps : $qu_1 = 3,42 \text{ KN/ml}$

$M_{qu_1} = qu_1 \times L^2 / 2 = 4,37 \text{ KN.m}$

- Le moment total :

$$M_u = M_{qu} + M_{qu1} = 21.42 \text{ KN.m}$$

➤ ELS :

Dalle pleine : $q_s = 9.48 \text{ KN/ml}$

$$M_{qs} = q_s \times L^2 / 2 = 12.13 \text{ KN.m}$$

Garde-corps : $q_{s1} = 2.53 \text{ KN/ml}$

$$M_{qs1} = q_{s1} \times L^2 / 2 = 3.23 \text{ KN.m}$$

- Le moment total :

$$M_s = M_{qs} + M_{qs1} = 15.36 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des armatures :**

- **A-I'ELU :**

Section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple :

$$b = 1,00 \text{ m} ; h = 0,16 \text{ m} ; d = (160 - 16) = 0,144 \text{ m} ; \sigma_{sc} = 348 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

- **Moments ultime réduit :**

$$M_u = 21.42 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{c28}} = \frac{21.42 \times 10^{-3}}{1 \times 0.144^2 \times 14.17} = 0.08$$

$$\mu = 0,080 < \mu_l = 0,392 \text{ (FeE400)}$$

Donc : A' n'existe pas

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

- **Détermination des armatures :**

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.08}) = 0.104$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.104 = 0.958$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{21.42 \times 10^{-3}}{0.958 \times 0.144 \times 348} = 4.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 d \times b (f_{t28} / f_e) = 0.23 \times 100 \times 14.4 \times (2.1 / 400) = 1.74 \text{ cm}^2$$

$$A_u = \max (A_u ; A_{min})$$

$$A_u = 4.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_r = A_u / 4 = 4.86 / 4 = 1.22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

On adopte :

5×HA12 de section 5,65 cm²/ml

5×HA8 de section 2,51 cm²/ml

- **Espacement maximale des armatures :**

Ecartement des armatures : $\delta \leq \min(1.5d, 40 \text{ cm})$

HA12 \longrightarrow $e = 20 \text{ cm}$

HA8 \longrightarrow $e = 20 \text{ cm}$

➤ **FELS :**

Ce type de balcon est soumis à des fissurations préjudiciables :

Fissuration préjudiciable ce qui veut dire : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} \times fe ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$

Avec :

- $\eta = 1,6$

- $f_{t28} = 2,10 \text{ MPa}$

$\rightarrow \sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$

• **Moments réduit :**

$M_s = 15.36 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times f_{c28}} = \frac{15.36 \times 10^{-3}}{1 \times 0.144^2 \times 14.17} = 0.057$$

$\mu = 0,057 < \mu_l = 0,392 \text{ (FeE400)}$

Donc : A' n'existe pas

$\sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$

• **Détermination des armatures :**

$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.057}) = 0.073$

$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.073 = 0.970$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{15.36 \times 10^{-3}}{0.970 \times 0.144 \times 201.63} = 5.91 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Condition de non fragilité :**

$A_{min} = 0.23 d \times b (f_{t28}/fe) = 0.23 \times 100 \times 14.4 \times (2.1/400) = 1.74 \text{ cm}^2$

$A_s = \max(A_s ; A_{min})$

$A_s = 5.91 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_r = A_s/4 = 5.91/4 = 1.47 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **Choix des armatures :**

On adopte :

6×HA12 de section 6.79 cm²/ml

6×HA8 de section 3.02 cm²/ml

• **Espacement maximale des armatures :**

Ecartement des armatures : $\delta \leq \min(1.5d, 40 \text{ cm})$

HA12 \longrightarrow $e = 15 \text{ cm}$

HA8 \longrightarrow $e = 15 \text{ cm}$

• **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier que :

$h/l=16/160=0.1 > 1/20= 0.05$condition vérifiée

$A/(db) < 2/fe$

$0.0047 < 0.0050$condition vérifiée

Donc : le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

• **finalement :**

On adopte :

6×HA12 de section 6.79 cm²

6×HA8 de section 3.02 cm²

Avec : espacement de **15 cm**

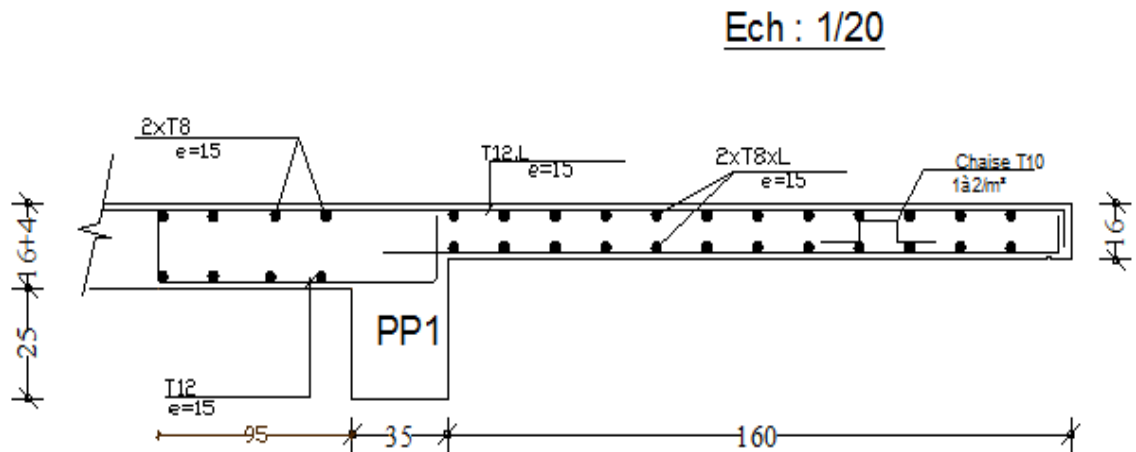


Figure IV-17 : Dessin ferrailage de balcon.

Chapitre V
Etude sismique

V.1- Introduction :

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

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

V.2- Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

V.2.1- Méthode de calcul :

Selon l'article 4.1.1 du RPA.9 (version 2003), les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique modale spectrale.

V-2 Méthode statique équivalente:

- Principale de la méthode : [RPA99 (version 2003)/4.2.1]

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

Le [RPA99 (version2003)] permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

W : poids total de la structure.

➤ **Condition d'application : [RPA99 (version 2003/4.1.2)]**

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

• **Régularité en plan : [RPA99 (version 2003)/3.5.1.a]**

1. Le bâtiment doit être présenté une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.
2. A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique.

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder **25%** de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

3. Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4.
4. les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan.

Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à **15%** de celle de ce dernier.

• **Régularité en élévation : [RPA99 (version2003)/3.5.1.b]**

1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
2. Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.
3. La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas **20%**.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Outre ces conditions, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous groupe

Zone IIa : Groupe d'usage 3.

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone II b et III : Groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveau ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique (**le calcul se fait par le logiciel « Auto desk Robot Bat 2017 »**).

V.2.2- Méthode dynamique modale spectrale :

a) Principe :

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

c) Présentation du logiciel :

Robot Bat est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce code de calcul qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle.
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure.
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure ».
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normaux, contraintes σ ...).

V.3- Etapes de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel.
- Choix de l'unité du travail : KN et m.
- Création graphique du modèle en utilisant l'interface du Robot Bat (voir figure VI.1) :
- Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres et les voiles et les dalles

Pleine par panneau.

- Introduire les propriétés du matériau utilisé: les propriétés du béton
- Introduire les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé.
- Introduire les conditions aux limites.

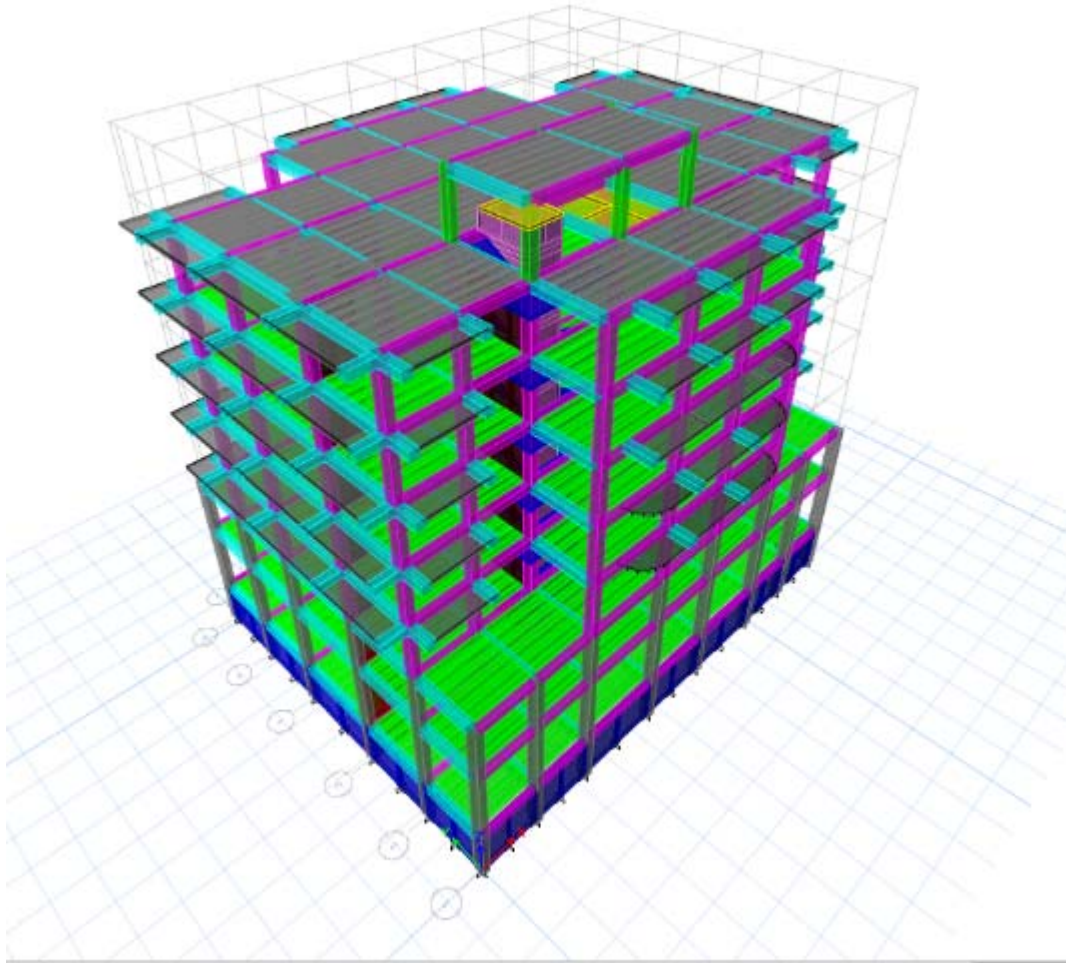


Figure .V.1 : Interface du Robot Bat.

- Détermination des charges : pour notre cas, on a trois type :
 - Charge permanente G: contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaire ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.
 - Charges d'exploitation Q: les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.
 - Les forces sismiques E : contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens(X, Y et Z).

- Détermination des combinaisons de charge :

1) $1.35G + 1.5Q$

2) $G + Q$

3) $0.8G + E$

4) $0.8G - E$

5) $G + Q + E$

6) $G + Q - E$

➤ Vérification des erreurs.

➤ Lancement de l'analyse.

➤ Interprétation des résultats.

- Détermination du spectre de réponse :

Zone : IIa

Usage : 2

Assise : S2

Coefficient de comportement : 4,000

Amortissement : 7,00%

V.4- Interprétation des résultats :

V.4.1- Calcul la force sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions

par :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement.

W : Poids total de la structure.

a) Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

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

Avec :

T₂ : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

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

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

Où : ξ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le tableau (4.2).

Portique en béton armé, remplissage léger $\Rightarrow \xi = 7\%$.

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0.88 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Site meuble (S₃) $\Rightarrow T_2 = 0.40s$ (Tableau 4.7).

$$T = C_t \times h_N^{\frac{3}{4}}$$

n : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau est égale à **22.27m**.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6).

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$1) T = 0.05 \times (22.27)^{3/4} \Rightarrow T = \mathbf{0.51s}$$

$$\Rightarrow T_2 = 0.40s \leq T = 0.51s \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \Rightarrow \mathbf{D = 1.87.}$$

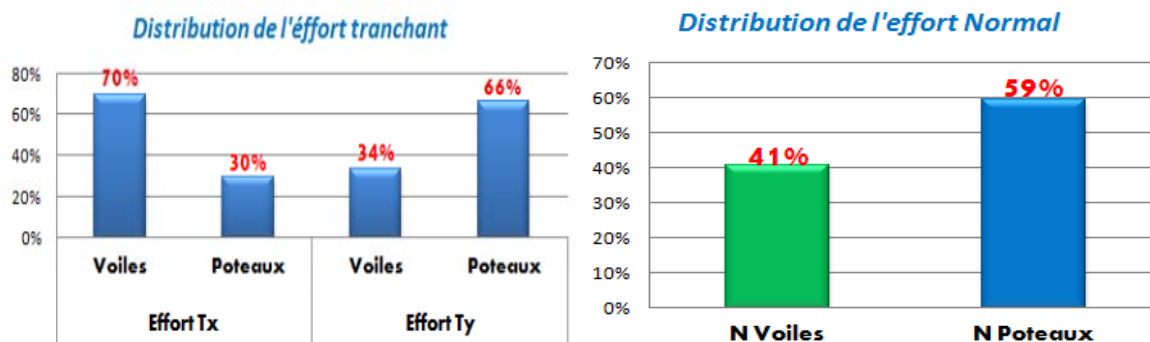
b) Coefficient d'accélération de zone A :

Donné par le tableau (4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

- **Zone IIa.**

- **Groupe 02** (Ouvrage courants ou d'importance moyenne).

$$\Rightarrow \mathbf{A = 0.15.}$$

c) Coefficient de comportement R :

⇒ R= 4 [RPA99 (version2003)/tableau 4].

Facteur de qualité Q :

Tableau. V.1 : Valeurs des pénalités P_q :

Critère q	P _q	
	Sens longitudinal	Sens transversal
Condition minimales sur les files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0	0.05
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	0.10
TOTAL	0.15	0.20

$$Q = 1 + \sum P_q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1 = 1.25.$$

$$Q = Q_x = Q_y = 0.25.$$

d) Calcul du poids de la structure W :

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \quad [\text{RPA99version2003/formule 4.5}].$$

Avec :

W_{Gi} : Poids des charges permanentes.

W_{Qi} : Poids des charges d'exploitation.

$\sum W_{Gi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes.

ΣW_{Gi} : Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation.

Remarque : le poids total de la structure est donné par le logiciel rabet bat :

$$W = 37834,91 \text{ KN.}$$

A	0,15
D	1.87
Q	1.25
W (KN)	37834 ,91
R	4
V (KN)	4290, 48

Tableau V.2. Tableau récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente.

V.5. Calcul de la force sismique par l'analyse dynamique modale spectrale :

L'action sismique est définie à partir d'un spectre réponse défini dans le règlement parasismique Algérien « RPA99/version 2003 », est une courbe de réponse maximale d'accélération (S_a/g) d'un système à un seule degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

Pour notre étude les valeurs caractérisant le spectre de réponse sont présentées sur le tableau suivant :

Tableau V.3 : Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique.

A	η	ξ	R	T_1	T_2	Q
0.15	0.88	7%	4	0.15	0.40	1.25

Après avoir modélisé la structure, et en introduisant toutes les paramètres prédéfinis, on obtient le model suivant :

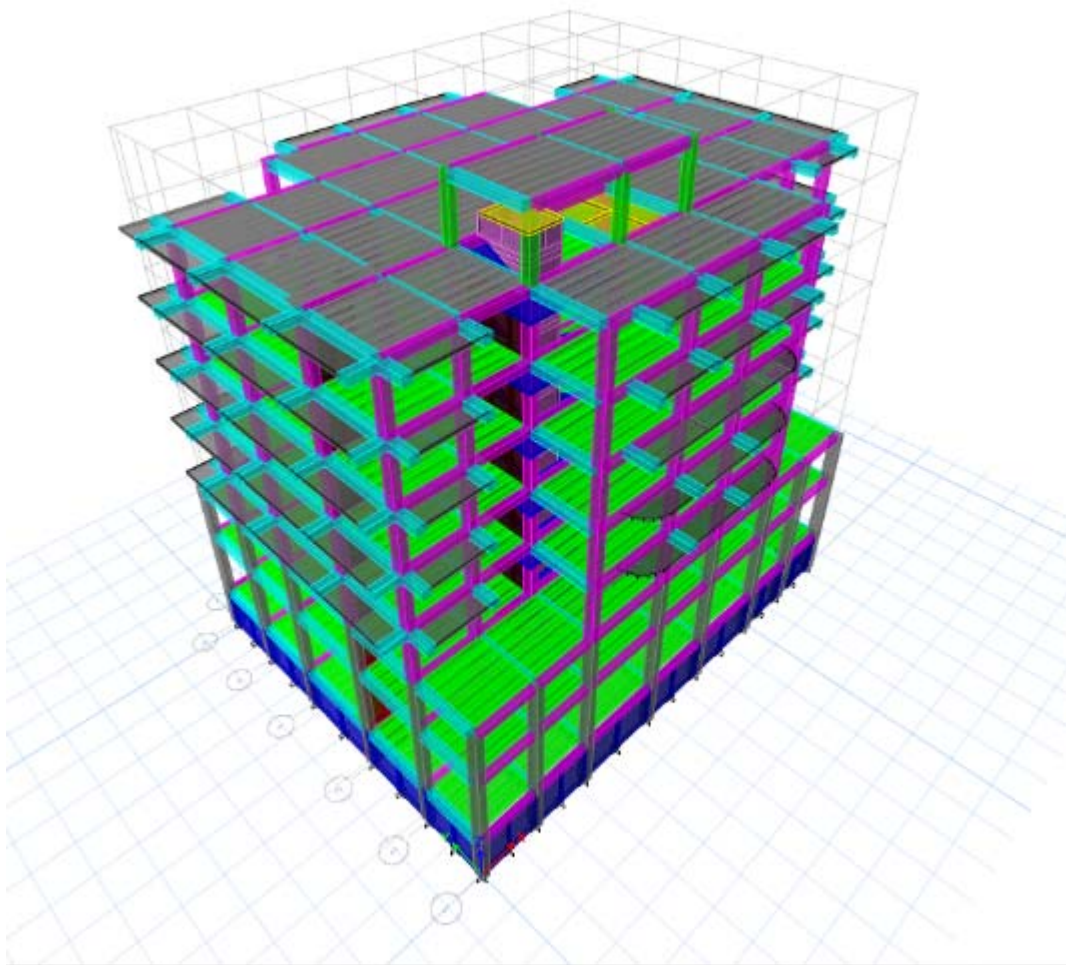


Figure. V.1: Model 3D du bâtiment.

Nombre de modes à considérer : [RPA99version 2003/4.3.4] :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieur à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

=> le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$

Avec : N : le nombre de niveaux au dessus du sol.

Vérification vis-à-vis le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003 :**1- Vérification du comportement dynamique :**

Tableau V.4 : Modal Participation Mass Ratios

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0,782	0,669	0,0045	0	0,669	0,0045	0
Modal	2	0,686	0,0011	0,000003002	0	0,6701	0,0045	0
Modal	3	0,594	0,005	0,6554	0	0,6751	0,6599	0
Modal	4	0,222	0,1265	0,0004	0	0,8016	0,6603	0
Modal	5	0,192	0,0001	0,0002	0	0,8017	0,6605	0
Modal	6	0,157	0,0002	0,1263	0	0,8019	0,7868	0
Modal	7	0,145	0,0071	0,0001	0	0,809	0,7869	0
Modal	8	0,128	0,00001699	0,0331	0	0,809	0,82	0
Modal	9	0,112	0,0000165	0,0003	0	0,809	0,8203	0
Modal	10	0,102	0,0361	0,0001	0	0,8451	0,8204	0
Modal	11	0,09	0,0018	0,0004	0	0,8469	0,8208	0
Modal	12	0,066	0,00002068	0,0455	0	0,8469	0,8663	0
Modal	13	0,06	0,0168	0,0001	0	0,8637	0,8664	0
Modal	14	0,055	0,0014	0,0002	0	0,8651	0,8666	0
Modal	15	0,041	0,0081	0,000000634	0	0,8732	0,8666	0
Modal	16	0,039	0,00001045	0,0212	0	0,8732	0,8878	0
Modal	17	0,038	0,0023	0,0002	0	0,8754	0,8879	0
Modal	18	0,031	0,0019	0,0001	0	0,8773	0,888	0
Modal	19	0,03	0,0051	0,00002707	0	0,8824	0,888	0
Modal	20	0,028	0,00002745	0,0134	0	0,8824	0,9014	0
Modal	21	0,027	0,0003	0,002	0	0,8827	0,9035	0

- **Vérification ART 4.3.4 RPA 2003 :**

Le nombre de mode à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

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

- ✓ Direction xx : 08ème mode : Masse cumulée = **95,23 %** => **Condition vérifiée.**
- ✓ Direction yy : 08ème mode : Masse cumulée = **94,87 %** => **Condition vérifiée.**
- **Vérification Art 4.2.4 RPA 2003 :**

Estimation de la période fondamentale de la structure :

1- Formule 01 :

1. 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.
2. 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

Pour le cas des bâtiments en béton armé, $C_T=0.05$.

2- Formule 02 :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul

$T = \min \{T(\text{formule 1}) ; T(\text{formule 2})\}$.

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Tableau V.5 : Vérification de la période

T statique		T dynamique (1er mode)
Formule 1	Formule 2	0.71
0.70	0.56	

$T_{dynamique} = 0,71 < 1,3 * T_{statique} = 0,73$ => **Condition vérifiée**

- **Vérification Art 7.4.3.1. RPA 2003 :**

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

V : l'effort normal réduit.

N_d : effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en (N)

B_c : section du poteau en (mm²)

F_{c28} : résistance caractéristique à la compression du béton en (Mpa).

Tableau V.6 : vérification de l'effort normal réduit.

$N_d (N)$	2582250
$B_c (mm^2)$	360000
$F_{c28} (MPa)$	25
V	0.28

$v = 0,28 < 0,3 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification ART 4.3.6 RPA 2003 :**

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

$V_x \text{ dyn} = 1894.54 \text{ KN} > 80\% \text{ VMSEX} = 1332.40 \text{ KN} \Rightarrow$ **Condition vérifié.**

$V_y \text{ dyn} = 1867.98 \text{ KN} > 80\% \text{ VMSEY} = 1332.40 \text{ KN} \Rightarrow$ **Condition vérifié.**

- **Vérification ART 5.10 RPA 2003 :**

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui suit ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage (3cm).

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}.$$

δ_{ek} : Déplacement due aux forces sismique F_i. (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R=4).

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}.$$

Tableau V.7 : Valeurs des déplacements inter-étages.

Le déplacement inter-étage max = 0.447 cm < 1% de la hauteur de l'étage => **condition vérifiée.**

Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : [RPA 99 version 2003 /5.9].

L'effet de seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{\rho_k \times \Delta_t}{v_k \times h_k} .$$

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

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

h_K : Hauteur de l'étage "K"

- Si $0,10 \pi \theta_K \leq 0,20$, 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 $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

- Si $\theta_K > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec:

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \end{cases}$$

On à T

→ Ft = 0

Donc : V_k =

Les résultats regroupés

Niveau	Δ_{kx}	Δ_{ky}
1	0,136	0,152
2	0,276	0,317
3	0,362	0,405
4	0,414	0,444
5	0,438	0,447
6	0,438	0,425

=0.55 sec

$$\frac{W_i \times h_i \times V_t}{\sum W_i \times h_i}$$

obtenus sont dans les

tableaux suivants :

Tableau V.8 : Calcul de θ_x et θ_y

Niveaux	W_i (kN)	P_K (kN)	Δk_x (m)	Δk_y (m)	V_{Kx} (kN)	V_{Ky} (kN)	h_K (m)	θ_x	θ_y	$\theta(x, y) \leq 0,1$
S-Sol	10821,88	12986,26	0,004	0,004	1361,66	1420,87	3.80	0,010	0,010	Vérifier
RDC	8358,63	10030,35	0,004	0,004	941,02	981,93	3.40	0,013	0,012	Vérifier
1er	4041,86	4850,23	0,012	0,004	414,88	432,92	3.10	0,045	0,014	Vérifier
2ème	4051,77	4862,12	0,012	0,008	415,90	433,98	3.10	0,045	0,029	Vérifier
3ème	3852,87	4623,44	0,012	0,012	395,48	412,68	3.10	0,045	0,043	Vérifier
4ème	3852,87	4623,44	0,016	0,008	395,48	412,68	3.10	0,060	0,029	Vérifier
5ème	3674,91	4409,89	0,012	0,012	377,22	393,62	3.10	0,045	0,043	Vérifier
6ème	3674,91	4409,89	0,012	0,008	377,22	393,62	3.10	0,045	0,029	Vérifier

Chapitre VI
Etude des Portiques

VI.1/ Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons présenter l'étude des éléments résistants de la structure. Cette structure est un ensemble tridimensionnel de poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capable de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto-stable). Pour pouvoir ferrailer les éléments de contreventements, on va utiliser l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse de structure Etabs, qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

VI.2/ Définitions :**VI.2.1/Poutres :**

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

VI.2.2/Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis des poutres principales et secondaires pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations, sont sollicités à la flexion composée.

VI.3/Etude des portiques :**VI.3.1/ Combinaisons d'actions :**

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- **G** : Charges permanentes;
- **Q** : Charges d'exploitations et
- **E** : Efforts sismiques.

✓ **Les combinaisons prises en compte sont :**

➤ **CBA 93** : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires;

- **ELU** : $1,35 \times G + 1,5 \times Q$
- **ELS** : $G + P$

➤ **RPA99.V2003** : Combinaisons accidentelles;

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

$$\left. \begin{array}{l} 0,8G \pm E \\ \\ G + P \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{poutres}$$

Remarque :

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel «**Etapes** »

VI.3.2/ETUDE DES POTEAUX :

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'une des trois cas suivants:

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

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

Tableau V.1 : calcul des contraintes

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

VI.3.2.1/Les armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

VI.3.2.1.1/Conditions de RPA99(V2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8% en zone II a.
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - 40ϕ en zone II a
 - La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25cm en zone II a
 - les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
 - les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures

VI.3.2.1.2/ Armatures minimales imposées par les règles BAEL.91 :

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}; \frac{8(b+h)}{100} \right] = \text{Compression simple}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \text{Flexion simple}$$

$$A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \text{Traction simple}$$

VI. 3.2.1.3 /Présentation des résultats :Exemple de calcul:

On choisit le poteau de section (40x40) cm², à l'ELU (M^{\max} , N^{corr}).

Le poteau est sollicité par une flexion composée :

Soit : $M_u = -69,63$ KNm ; $N_u = 792,93$ KN

$h = 40$ cm ; $b = 40$ cm ; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14,2$ MPa ; $c = c' = 5$ cm ; $f_e = 400$ MPa

a) Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{69,63}{792,93} = 0,088 \text{ m}$$

$$e = e_1 + h/2 - 2 \times c = 8,8 + 10 = 18,80 \text{ cm}$$

b) Moment fictive M_{uf} :

$$M_{uf} = N_u \times e = 792,93 \times 0,18 = 142,73 \text{ KN.m}$$

c) Vérifications des conditions :

$$(d - 2 \times c) \times N_u - M_a = -0,012 \text{ MN.m} \dots\dots\dots \text{(I)}$$

$$(0,337 - 0,81 \times \frac{2 \times c}{d}) \times b \times d^2 \times \sigma_{bc} = 0,074 \text{ MN.m} \dots\dots\dots \text{(II)}$$

$$(0,337 - 0,81 \times \frac{2 \times c}{d}) \times b \times h^2 \times \sigma_{bc} = 0,132 \text{ MN.m} \dots\dots\dots \text{(III)}$$

On a :

(I) < (III) : donc la section est partiellement comprimée. (SPC)

d) Moment ultime réduit :

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment M_{uf}

$$\mu = \frac{M_{uf}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0,1427}{0,4 \times 0,35^2 \times 14,2} = 0,205$$

$\mu < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,29$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 30,94 \text{ cm}$$

$$A_{sf} = \frac{M_{uf}}{Z \times \sigma_s} = 13,26 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section d'armatures réelle :

$$A_{s1} = A'_s = 0$$

$$A_{s2} = A_{s1} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 13,26 - 22,87 < 0$$

$$\text{Donc } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Pour le calcul des armatures des autres sections en va utiliser logiciel « ETAPS » et on compare avec la section données par le **RPA99 version 2003**

VI. 3.2.1.4 / Choix des armatures :

Le choix des armatures des poteaux est présenté dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Choix des armatures des poteaux

Niveau / Section (cm ²)	A _{max} ^{cal} [cm ²]	A _{RPA} [cm ²]	Choix des armatures	A _{adpt} [cm ²]
Ø40 (RDC, S-Sol)	6.48	11.93	8*HA14	12.32
40x40 (6eme et 5eme)	15.25	15.20	8*HA16	16.08
45x45 (4eme et 3eme)	15.35	19.24	8*HA16+4*HA14	22.24
50x50 (2eme et 1ere)	25.58	23.75	12*HA16	24.13

VI.3.2.1/Calcul des armatures transversales:

Les armatures transversales est les espacements sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

➤ **Selon BAEL91 modifié 99 :**

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{Lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Donc on prendra $\phi_l = 8mm$ avec une nuance d'acier FeE400

- **Espacement des armatures transversales :**

$$t \leq \min (15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; b+10 \text{ cm}) \longrightarrow t \leq \min (18 ; 40 ; 50) \longrightarrow t \leq 18\text{cm}$$

Selon le RPA99 version 2003 :

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\delta_t \leq \min (10\phi_l ; 15\text{cm}) \dots\dots\dots \text{Zone nodale (zone IIa).}$$

$$\delta_t \leq 15\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante (zone IIa).}$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$\delta_t \leq \min (35/2 ; 35 ; 14) \rightarrow S_t \leq 14 \text{ cm}$$

Diamètre des armatures transversales :

Selon RPA99/version 2003, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

δ_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

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

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5 \end{array} \right. \quad \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Exemple de calcul:

On choisit le poteau de section (40x40) cm²

Soit : $T_u = 216,00$ KN ; $h = 40$ cm ; $S_t = 10$ cm $\rho_a = 2,5$; $f_e = 400$ MPa

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times T_u}{h \times f_e} = \frac{216000 \times 10 \times 2,5}{40 \times 400 \times 100} = 3,38 \text{ cm}^2$$

• Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures transversales minimales : $\frac{A_t}{\delta_t \times b}$ en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0,8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limitent précédentes.

Exemple de calcul:

On choisit le poteau de section (40x40) cm²

$$\lambda_g = ? > 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3\%. \text{ b.t} = 0.003 \times 40 \times 10 = ? \text{ Cm}^2$$

- ❖ Les armatures transversales est les espacements sont calculées et vérifiées à ELU et ELA par l'utilisation du logiciel «ETAPS»

Le choix des armatures transversales et les espacements sont regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveau / Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	Zone	S _t (cm)	Choix	A _t ^{adp} (cm ²)
Ø40 (S-Sol)	2.66	7.68	2.5	C	15	4*HA ₈	2.01 cm ²
				N	10		
Ø40 (RDC)	2.38	6.87	2.5	C	15		
				N	10		
40x40 (6eme et 5eme)	2.17	5.43	2.5	C	15		
				N	10		
45x45 (4eme et 3eme)	2.17	4.82	3.75	C	15		
				N	10		
50x50 (2eme et 1ere)	2.17	4.34	3.75	C	15		
				N	10		

VI.3.2.2/Vérification de l'effort tranchant :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

- La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

➤ **Selon le BAEL 91 modifié 99 :**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

➤ **Selon le RPA 99 version 2003 :**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$ si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élancement $\lambda < 5$

Avec :

$$\lambda : \text{L'élancement du poteau} : \lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

VI.3.2.3/ Longueur de recouvrement L_r :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 40\phi_1$ en **Zone II**.

VI.3.2.4/ Longueur de la zone nodale :

Selon l'article 7.4.2.1 du RPA 99 / version 2003 :

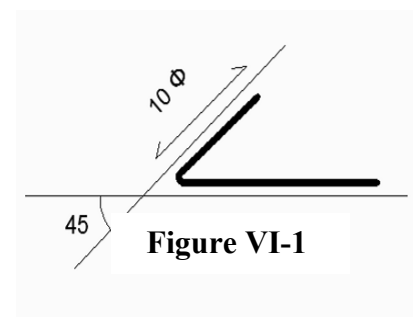
$h' = \text{Max}(h_e/6; b_1; h_1; 60)$ cm **RPA 99 / version 2003 (Fig.7.2).**

$h' = \text{Max}(306/6; 45; 45; 60) = \text{Max}(51; 55; 55; 60) = 60$

$h' = 70$ cm

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi t$ minimum (voir **Figure VI-1**).

$10\phi t = 10 \times 1,6 = 16$ cm ; alors on adopte longueur de **15 cm**.



VI.2.3 /Etude des poutres :

Les poutres sont calculées en flexion simple.

Chaque poutre est soumise à un moment fléchissant (M).

Combinaisons fondamentales:

Situation durables et transitoires :(BAEL 91) :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \dots\dots\dots \text{E.L.U.} \\ G + Q \dots\dots\dots \text{E.L.S.} \end{array} \right.$$

Situation accidentelles : RPA99 (version2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times G + E \\ G + Q \pm E \end{array} \right.$$

1) Armatures longitudinales :

On distingue deux types des poutres :

Poutres principales :(30 ; 40) cm²

Poutres secondaires :(30 ; 35) cm²

▪ Vérifications des règlements :

✓ Les règles du BAEL91 :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \rightarrow \quad \text{Article A 4.2 BAEL91}$$

Armatures longitudinales :

RPA99 (version 2003) (Art 7.5.2.1) :

• Armatures minimales : 0.5 % $\times (b \times h)$ en zone III.

• Armatures maximales

$$\left\{ \begin{array}{l} 4\% \times B \quad \text{en zone courante} \\ 6\% \times B \quad \text{en zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

Longueur de recouvrement est de : 40Ø en zone III

• **Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t\min} = 0.003 \times S \times b$$

Avec :

b : Largeur de la section ;

S : Espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travées si les armatures comprimées sont nécessaires :

- $s = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$
- $S = \frac{h}{2}$ En dehors de la zone nodale

Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "ETAPSE " on obtient les résultats suivants

Tableau V.4 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et des efforts normaux

Combinaisons	Sollicitations [KN.m]	Poutres principales (30x40)	Poutres secondaires (35x40)
ELU	M _t	125,80	30,08
	M _a	-80,87	- 82,62
ELS	M _t	86,00	21,30
	M _a	- 58,76	- 60,05
ACC	M _t	101,43	21,64
	Ma	- 74,91	- 62,74

Détermination des armatures :

En prend la Poutre principale (30×40) cm² comme un exemple de calcul

En travée :

- **Etat limite ultime :**

M_t = 125,8 KN.m

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_u^t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{125800}{14.2 \times 30 \times 36^2} = 0,228$$

$\mu = 0,228 < \mu_l = 0,392$ (Acier FeE400) \Rightarrow A' n'existe pas et $1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,328$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,869$$

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{125800}{348 \times 0,869 \times 36} = 11,56 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

$$6T16 \longrightarrow A = 12,06 \text{ cm}^2$$

- **Etat limite de service :**

$$M_t^{\text{ser}} = 86,00 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour $\sigma_s (\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s)$

Acier FeE400 ;

Section rectangulaire et A' n'existe pas ;

Flexion simple

$$\text{si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \text{ aucune vérification pour } \sigma_b$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{t \text{ ser}}} = \frac{125,8}{86} = 1,46$$

$$\alpha \leq \frac{1,46-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,48 \Rightarrow \text{ Condition vérifiée}$$

Donc :

Les armatures calculées à l'E.L.U. sont retenues

Situation Accidentelle :

$$M_t^{AC} = 101,43 \text{ KN.M}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^t}{\sigma_b \times d^2 \times b} = \frac{101430}{18.48 \times 30 \times 36^2} = 0,141$$

$$\mu = 0,141 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,191$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,924$$

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{101430}{400 \times 0,924 \times 36} = 7,62 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

4T16 \longrightarrow A = 8,04cm²

- **En appuis :**

Etat limite ultime :

M_a = - 80,87 KN.m

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u^a}{\sigma_b \times d^2 \times b} = \frac{80870}{14,2 \times 30 \times 36^2} = 0,147$$

$\mu = 0,147 < \mu_l = 0,392$ (Acier FeE400) \Rightarrow A' n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,200$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,920$$

$$A_a^u = \frac{M_u^a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{80870}{348 \times 0,920 \times 36} = 7,02 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

4T16 \longrightarrow A = 8,04cm²

Etat limite de service :

M_a^{ser} = - 58,76 KN.m

Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$)

Acier FeE400 ;

Section rectangulaire et A' n'existe pas ;

Flexion simple

si $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow$ aucune vérification pour σ_b

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{a\text{ ser}}} = \frac{80,87}{58,76} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.438 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc : les armatures calculées à l'E.L.U. sont retenues

Situation Accidentelle :

$$M_a^{AC} = -74,91 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u^a}{\sigma_{b \times b \times d^2}} = \frac{74910}{18.48 \times 30 \times 36^2} = 0,104$$

$$\mu = 0,104 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,138$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,945$$

$$A_a^u = \frac{M_u^a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{74910}{400 \times 0,925 \times 36} = 5,42 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

$$4T16 \longrightarrow A = 8,04 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{MAX} = 102,8443 \text{ KN}$$

$$T_u \stackrel{?}{\leq} 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

$$a = 0.9 \times d = 0.9 \times 40 = 36$$

$$T_U = 102844 \leq 0.267 \times 36 \times 35 \times 25 \times 10^2 = 841050$$

L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

inferieur :

On doit vérifier que :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right)$$

$A_1 = 8.04 \text{ cm}^2 \geq 3.03 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne:

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{102844}{30 \times 36 \times 100} = 0,952 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 4.30 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.952 < \bar{\tau}_u = 4.30 \rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires a la ligne moyenne

Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t = \min \left(\phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) = \min (1 ; 1,02 ; 3) = 1 \text{ cm}$$

On prend : de On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

Nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow 2 \phi_{10} \rightarrow A_T = 1.57 \text{ cm} \rightarrow$ (2 cadre).

L'espacement des armatures transversales :

Selon le RPA99/ version 2003 :

Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi \right) = \min (10 ; 16,8) \Rightarrow \delta_{t4} = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \Rightarrow \delta_{t4} = 20 \text{ cm}$$

La quantité d'armatures transversales minimales :

Zone nodale :

$$A_{t \min} = 0.003 . s.b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

Zone courante :

$$A_{t \min} = 0.003 . s.b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Longueur de recouvrement :

Tableau V.5 :Tableau récapitulatif des ferrailages des poutres.

Type des poutres A [cm ²]		A _{cal}	A _{acc}	A _{choisis}	A _{adopté}
Poutres principales (30×40)	Travée	11,56	7,62	3T16+3T16	12,06
	Appuis	7,02	5,42	3T14+2T14	7,70
Poutres secondaires (30×35)	Travée	2,85	3,39	3T14	4,62
	Appuis	6,60	9,50	3T14+3T14	12,3

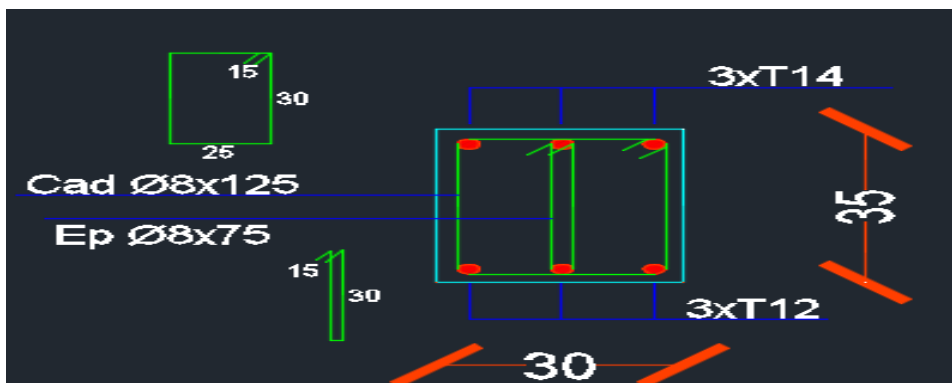


Figure V.1: Ferrailage des poutres secondaires au niveau de travée

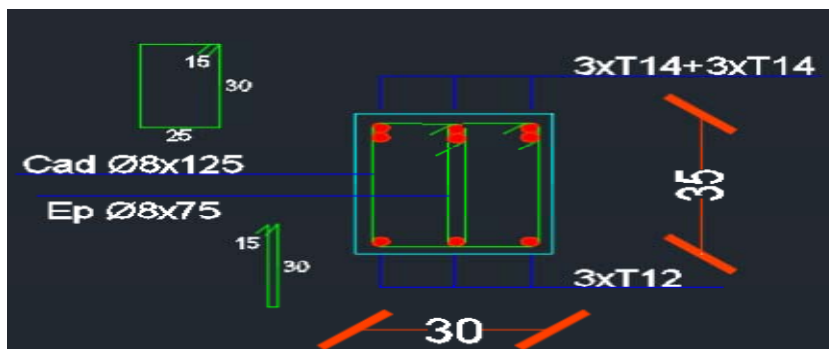


Figure V.2 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis

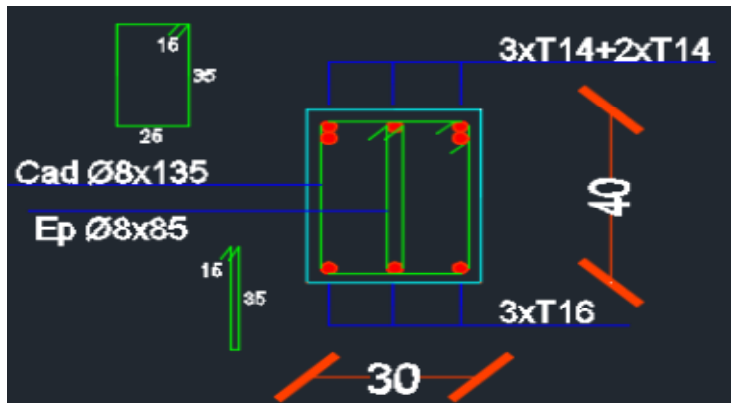


Figure V.3 : Ferrailage des poutres principales au niveau d'appui

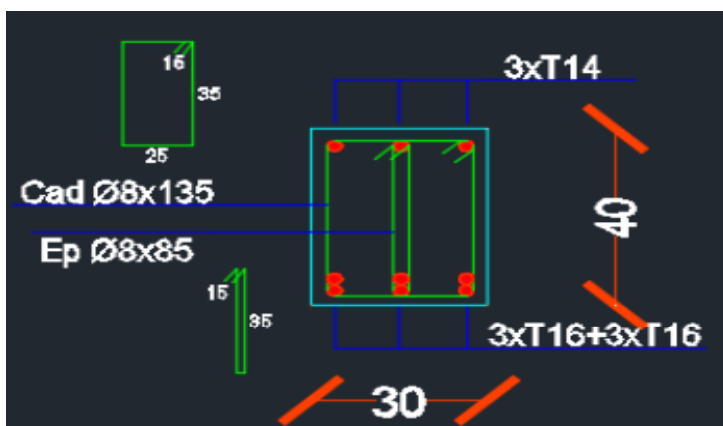


Figure V.4 : Ferrailage des poutres principales au niveau de travée

VI.2.4/Etude des voiles :

VI.2.4.1/Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la longueur est au moins (04) fois supérieure à la largeur.

Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, poussée des terres) grâce à leurs rigidités importantes.

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

- Voile de contreventement
- Voile périphérique du sous sol.

VII.2.4.2 / Ferrailage des voiles de contreventement :

Selon l'article [7.7.4 du RPA 99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.-2.41 " CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par le [RPA99 (version 2003)/7.7.1] (voir chapitre II)
- Les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales.

Pour notre structure, les deux conditions précédentes sont satisfaites, par la suite on devra disposer les ferrailages suivants:

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux. [RPA99/2003/7.7.4]

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} - 1.35 G + 1.5 Q \\ - G \pm Q \pm E \\ - 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{ [RPA99/2003/V.5.2]}$$

➤ **Sens x-x :**

Nz ; Mx ⇒ section des armatures verticales à l'extrémité du voile

➤ **Sens y-y :**

Nz; My ⇒ section des armatures verticales parallèle au parement du voile

Condition du RPA99 (version 2003) 7.7.4.1 :

- **Les armatures minimales :**

A chacune des extrémités du voile → $A_V \geq 4HA10$.

En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parements du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\%$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_V$$

$$A'_V = \max (A_1; A_2).$$

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être en totalité pris par les armatures, le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section.

✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

✓ **Espacement des barres verticales :**

$S = \min (1.5e ; 30\text{cm}) \longrightarrow$ en zone courante.

✓ A chaque extrémité du voile (l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$

de la largeur du voile

✓ Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm).

✓ Le diamètre des barres verticales du voile : $\Phi \leq \frac{L}{10} e$.

VI.2.4.3/ Les Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont des armatures de répartition avec :

✓ **Calcul des armatures horizontales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec $k=1$; $\gamma_s=1$.

Exemple de calcul ; (Voile d'épaisseur 20 cm)

1-Vérification au flambement :

$$\bar{\lambda} = \max \left[50 ; \min \left(\frac{67 \cdot e_a}{h} ; 100 \right) \right]$$

$e_a = \max (2\text{cm} ; h/250) = 2\text{cm}$.

$$\bar{\lambda} = \max \left[50 ; \min \left(\frac{67 \times 20}{380} ; 100 \right) \right] = 50$$

$$\lambda = L_f \frac{\sqrt{12}}{a}$$

$L_f = 0.7 \times 272 = 190,4 \text{ cm}$.

Condition de flambement

$$\lambda = 190,4 \times \frac{\sqrt{12}}{20} = 32,99$$

Soit $\lambda = \frac{Lf}{i} \leq 50$ tell que : $i \sqrt{\frac{I}{B}}$ (BAEL91 /B.8.4.1)

Avec :

i : Rayon de giration.

λ : L'élancement géométrique.

Lf : Longueur de flambement.

B : aire de la section du béton seul.

I : Moment d'inertie calculé dans le plan de flambement le plus défavorable.

$\lambda=32,99 < \bar{\lambda}=50 \Rightarrow$ le calcul se fera à la flexion composée.

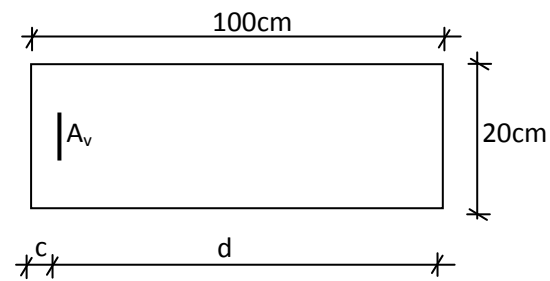
➤ **Sens X-X :**

$$\begin{cases} N_Z = - 10415,81 \text{ N.} \\ M_x = 119521,474 \text{ N.m} \end{cases}$$

La section de calcul est de dimensions (b x h)

-calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{119521,47}{10415,81} = 11,48 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} - c = 45$$



L'effort normal de compression se trouve à l'intérieure de la section

Vérification si la section est entièrement comprimée

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h}_{(1)} > \underbrace{N \cdot (d - c_1) - M_1}_{(2)}$$

$$(1) = (0,337 \times 1 - 0,81 \times 0,05) \times 14,2 \times 0,20 \times 1 = 842,06 \text{ Kn.m}$$

$$(2) = N \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$\Rightarrow M_1 = 572,825 \text{ kn.m}$$

$$(2) = 520,75 \text{ kn.m}$$

(1) ≥ (2) ⇒ S.P.C

Le calcul se ramène en flexion simple avec moment fictif M_1 .

1- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_1}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{0,572825}{0,20 \times 0,95^2 \times 14,2} = 0,223$$

$\mu = 0,223 < \mu_L = 0,392$ A' n'existe pas et $1000\xi_S > 1000\xi_L$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,00} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,223}) = 0,319$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,319 = 0,872$$

✓ **Détermination des armatures**

$$A_{x_{tu}} = \frac{M_1}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5728,25}{0,872 \times 0,95 \times 348} = 19,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On revient à la sollicitation réelle :

$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_s} = 19,9 - \frac{0,10415}{400} = 6,13 \text{ cm}^2$$

⇒ $A_{v1} = 6,13 \text{ cm}^2 > 0$ ⇒ $A = 6,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

➤ **Sens Y-Y :**

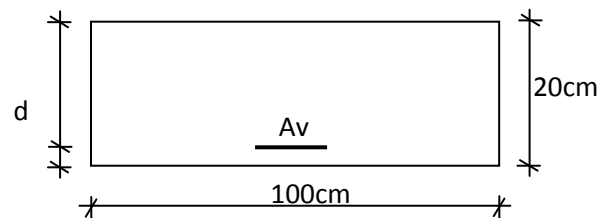
$$\begin{cases} N_Z = -10415,81 \text{ N.} \\ M_y = 151110,372 \text{ N.m} \end{cases}$$

La section de calcul est de dimensions (b x h)

-calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{151110,372}{10415,81} = 14,50 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} - c = 50 - 5 = 45 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression se trouve a l'intérieure de la section



Vérification si la section est entièrement comprimée

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h}_{(2)} > \underbrace{N \cdot (d - c_1) - M_1}_{(2)}$$

(1) = $(0,337 \times 0,2 - 0,81 \times 0,05) \times 14,2 \times 1 \times 0,20 = 7 \text{ 63,96 Kn.m}$

(2) = $N \cdot (d - c_1) - M_1$

$$M_1 = N \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$\Rightarrow M_1 = 614,49 \text{ kn.m}$$

$$(2) = 463,46 \text{ KN.m}$$

$$(1) \geq (2) \Rightarrow \text{S.P.C}$$

Le calcul se ramène en flexion simple avec moment fictif M_1 .

2- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_1}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{0,061449}{1 \times 0,15^2 \times 14,2} = 0,192$$

$$\mu = 0,192 < \mu_L = 0,392 \text{ A' n'existe pas et } 1000\xi_S > 1000\xi_L$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,00} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,192}) = 0,268$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.268 = 0.899$$

✓ **Détermination des armatures**

$$A_{\text{tu}}^x = \frac{M_1}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{614,49}{0.899 \times 0,15 \times 400} = 11,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On revient à la sollicitation réelle :

$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_s} = 11,39 - \frac{614,39}{400} = 9,85 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{v1} = 9,85 \text{ cm}^2 > 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{v2} = 4T10 \text{ cm}^2 / m_L = 3.14 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_v = \max (A_1; A_2)$$

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\% = [(425 - 2 \times 20) \times 20] \times 0.10\%$$

$$A_1 = 7.7 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_v = (425 \times 20 \times 0.15\%) - 2 A_v$$

$$A_2 = 6,47 \text{ cm}^2$$

$$A_v = \max (7.7 ; 6.47) \text{ cm}^2$$

$$A_v = 7,7 \text{ cm}^2 \longrightarrow A = 5T14/\text{ml}$$

Choix des armatures

Sens x-x : les armatures verticales : deux nappes de 5T14/ml

Sens y-y : les armatures horizontales : deux nappes de 5T14/ml

Espacement minimal des barres verticales et horizontales : S

En zone courante :

- $S = \min (1.5x_e ; 30\text{cm})$
- $S \leq \min (1.5 \times 20 ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$, alors l'espace se prend en fonction du nombre de barre à condition que : $S \leq 30\text{cm}$.

Donc, on adoptera un espacement : $S = 20\text{cm}$.

$$S' = 20/2 = 10\text{cm}$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right) = 4,34 \text{ MPa} ..$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{e \times d} = 0,253 \quad ; \quad T = 1.4T_u$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u .$$

⇒ Condition vérifiée

$$\Rightarrow At \geq \frac{0,253}{0,9 \times \frac{400}{1}} \times 20 \times 20 = 0,281 \text{ cm}^2$$

Choix : 2Ø8 → A = 1cm²

VII.2.4.3 / Ferrailage des linteaux :

Les linteaux sont des éléments qui constituent les voiles à ouvertures, leur rôle est de lier les trumeaux. Cette liaison se traduit par des encastremets en leurs extrémités sur les trumeaux.

Les linteaux doivent résister au effort qui les sollicitent et travaillent surtout au cisaillements engendré par les efforts horizontaux.

On devra disposer :

Les armatures longitudinales A_L.

A_L : En deux nappes (supérieure et inférieure)

$$Si \tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \leq 0,06 \times f_{c28}$$

Avec : V : Effort tranchant max (v= 1,4 x V_{u col})

b_0 : épaisseur du linteau

h : hauteur totale de section brute.

$$A_L = \frac{M}{Z \times f_e}$$

Avec : $Z = h - 2d' = 0,8 \times h$ (distance d'encrage)

M : moment dû a l'effort tranchant

f_e : contrainte limite élastique d'acier

- Si $\tau_b > 0,06 \times f_{c28}$

On adoptera un ferrailage minimal : $A_{Lmin} = 0,18. b. h$

- **Des armatures transversales (cadre A_t)**

$$A_t \geq 0,15 \% \times b \times s \quad \text{si } \tau_b \leq 0,025 \times f_{c28}$$

$$A_t \geq 0,25 \% \times b \times s \quad \text{si } \tau_b > 0,025 \times f_{c28}$$

- **Des armatures diagonales A_D :**

Ils sont obligatoires si $\tau_b > 0,06 \times f_{c28}$

$$A_D = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \alpha} \quad ; \quad t_g \alpha = \frac{h - 2d'}{L}$$

- Ferrailage minimal : $A_{min} = 0,15 . b . h$.
- Ferrailage en partie courante (armatures de peau A_c)

$$A_c = 0,20\% . b . h$$

- Ferrailage transversal et espacement des cadres :

Espacement s (suivant RPA 99/V2003)

- Si $g_g = \frac{L}{h} > 1$ (linteau long)

$$S = \frac{A_t \times f_e \times 0,8 \times h}{V}$$

- Si $g_g \leq 1$ (linteau court)

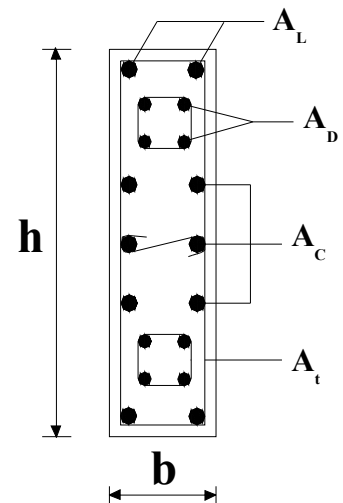


Figure VI-5 : Disposition des armatures dans les linteaux

$$S \leq \frac{At \times fe \times L}{V + At \times fe}$$

$$V = \min (V_1, V_2)$$

$$V_1 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L} = 3 \times 1,4 \times \frac{V_{cal} \times L}{2} \quad \text{Et } V_2 = 2 \times V_{u cal}$$

Exemple de calcul :

1) Détermination des armatures longitudinales :

$$\tau_b = \frac{1,4 \times V}{b_0 \times d} = \frac{1,4 \times 480 \times 10^{-4}}{0,2 \times 0,90} = 0,373 \text{ MPa} < 0,06 \times f_{c28} = 1,5$$

Avec : $Z = h - 2 d' = 0,8 \times h = 0,8 \times 100 = 80 \text{ cm}$.

$$A_L \geq \frac{M}{Z \times f_e} = \frac{1,4 \times 480 \times 0,90}{400 \times 0,8} = 1,89 \text{ cm}^2$$

Selon RPA 99/V2003 :

$$A_{min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T10 / m_l → A_L = 2,36 cm²

2) Vérification des armatures diagonales : (A_D)

$$\tau_b = 0,37 \text{ MPa} < 0,06 \times f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

Donc les armatures diagonales ne sont pas nécessaires.

3) Armature transversale (A_t) :

$$S \leq \frac{h}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

On prend : S = 25 cm

$$\tau_b = 0,37 \text{ MPa} > 0,025 \times f_{c28} = 0,62 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,25 \% \cdot b \times S = 0,0025 \times 20 \times 25 = 1,25 \text{ cm}^2$$

Chioix: 5 HA 8 / m_l → A_t = 2,51 cm²

4) les armatures courantes :

$$A_C = 0,20\% \times b \times h = 0,0020 \times 20 \times 100 = 4.00 \text{ cm}^2$$

Choix : 4 T12/ml $\rightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2$

VII.2.4 .4 / Etude des voiles périphérique :

Selon le RPA99 (version 2003) **article 10.1.2**, Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caracteristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur $\geq 15\text{cm}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical)-les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

- **Détermination des sollicitations :**

- a)calcul de l'effort N :

$$P_{pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_b = 1 \times h \times e = 1 \times 2,72 \times 0.20 = 0.76 \text{ m}^3$$

$$P_{pr} = 2500 \times 0.76 = 1900 \text{ Kg.}$$

- Etat limite ultime(E.L.U.) :

$$N = 1.35 \times P_{pr} = 2565 \text{ daN}$$

- Etat limite de service (E.L.S.) :

$$N = P_{pr} = 1900 \text{ daN}$$

- a) **Calcul de la poussée des terres :**

$$q = K_p \cdot \gamma \cdot h$$

Avec :

K_p : Coefficient de poussée ;

K_q : Coefficient du aux surcharge ;

h : Hauteur du voile ;

γ : Masse volumique des terres et

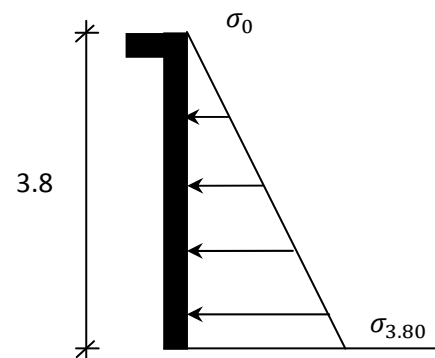


Figure V.6: Contrainte du voile

K_p : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

Avec : $\delta = \frac{2}{3}\varphi$; $\varphi=35^\circ$ (δ : frottement mur /sol)

$$\gamma = 1700 \text{ Kg/m}^3$$

$$K_p = 0.247$$

• **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_0 = 0$$

$$\sigma_{266} = 0.247 \times 17 \times 3.80 = 15.95 \text{ KN/m}^2$$

On va considère le voile une dalle qui s'appuie sur 4 coté avec une charge uniformément répartie q.

$$q = \frac{15.95 + 0}{2} = 7.98 \text{ KN/m}^2$$

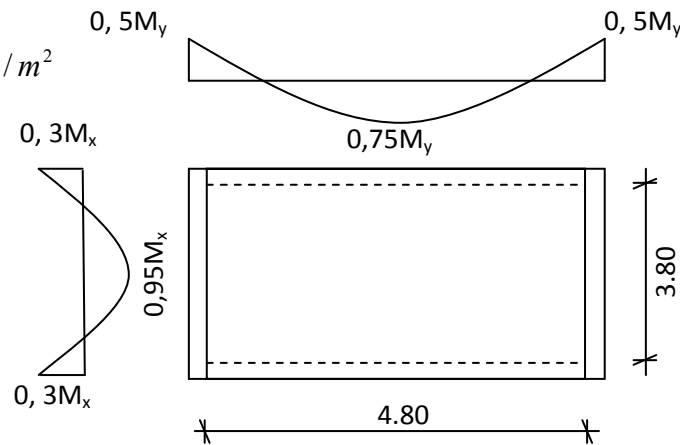


Figure. V.7: Panneau de dalle appuie sur 4 coté

Combinaisons fondamentales :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$q_u = 1.35 \times 798 = 10773 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = \overline{q_u} \times 1.00 = 10773 \text{ daN/m}_L$$

• **Calcul des sollicitations :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{Suivant la direction } L_x \\ \text{Suivant la direction } L_y \end{array}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} & \text{Suivant la direction } L_y \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{272}{4.90} = 0.918 \Rightarrow \rho = 0,918 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle porte suivant deux sen}$$

• **Calcul des moments :**

$$M_x = \mu_x \times q \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

➤ **Etat limite ultime :**

$$\rho = 0.79 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0.0573 \\ \mu_y^u = 0.5786 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = 0.0573 \times 1077.3 \times 3.80^2 = 891.37 daN.m \\ M_y^u = 0.5786 \times 891.37 = 515.75 daN.m \end{cases}$$

➤ **Etat limite de service:**

$$\rho = 0.79 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^{ser} = 0.0639 \\ \mu_y^{ser} = 0.6978 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^{ser} = 0.0639 \times 798 \times 3.8^2 = 736.33 daN.m \\ M_y^{ser} = 0.6978 \times 736.33 = 513.8 daN.m \end{cases}$$

Tableau V.6 : Tableau récapitulatif des sollicitations :

combinaison	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
M _a (daN.m)	-267.411	-220.90	-445.65	-368.17
M _t (daN.m)	489.96	488.11	386.81	385.35

➤ **Calcul des ferrillages :**

• **Enrobage :**

Fissuration préjudiciable → a = 2.5cm

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{20}{10} = 2\text{cm}$$

En prend : $\phi = 2\text{cm}$

Donc :

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{2}{2} = 3.5\text{cm} \\ C_y = a + 2 + \frac{2}{2} = 5.5\text{cm} \end{cases}$$

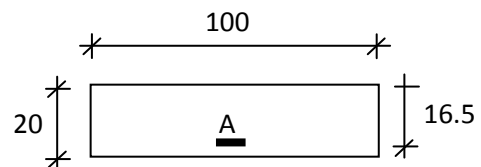
$$\begin{cases} d_x = h_0 - c_x = 16.5\text{cm} \\ d_y = h_0 - c_y = 14.5\text{cm} \end{cases}$$

Le ferrailage en appui et en travée est le même en va prendre le moment maximal (moment en travée)

• **Sens X-X**

➤ **ELU:**

$$M_{tx}^u = 489,96\text{daN.m}$$



Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{489,96}{100 \times 16,5^2 \times 14,2} = 0,0128$$

$\mu = 0, ?? < \mu_L = 0,392$ A' n'existe pas et $1000\xi_S > 1000\xi_L$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0128}) = 0,016$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,016 = 0,993$$

• **Détermination des armatures:**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,993}{0,987 \times 14,5 \times 348} = 0,86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tx}^u = \max (A_{tx}^u ; A_{\min}) = \max (0,86 ; 1,6)$$

$$A_{tu}^x = 1,60 \text{ cm}^2$$

• **Espacement maximal des armatures:**

L'écartement des armatures : $\delta \leq \min (3h_d ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

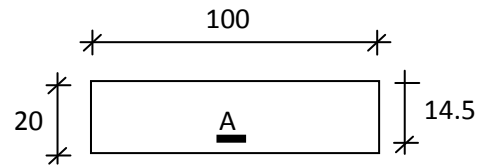
• **Choix des armatures:**

5T10/ml \longrightarrow $A = 3.98\text{cm}^2/\text{ml}$
 (T10 \longrightarrow $e = 20\text{cm}$).

• **Sens Y-Y**

➤ **ELU:**

$M_{ty}^u = 445,65\text{daN.m}$



Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$\mu = \frac{M_{ty}^u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{445,65}{100 \times 14,4^2 \times 14,2} = 0,0150$

$\mu = ?? < \mu_L = 0,392$ A' n'existe pas et $1000\xi_S > 1000\xi_L$

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

$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0150}) = 0,018$

$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,0337 = 0,992$

• **Détermination des armatures:**

$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4456,5}{0,992 \times 14,5 \times 348} = 0,90\text{cm}^2/\text{ml}$

• **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,60 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{ty}^u = \max (A_{ty}^u ; A_{\min}) = \max (0,90 ; 1,60)$

$A_{ty}^x = 1,60 \text{ cm}^2$

• **Espacement maximal des armatures:**

L'écartement des armatures : $\delta \leq \min (3h_d ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

• **Choix des armatures:**

5T10/ml \longrightarrow $A = 3,93\text{cm}^2/\text{ml}$
 (T10 \longrightarrow $e = 20\text{cm}$).

Chapitre VII :
Etude des Fondation

VII.1-Introduction :

1-Généralité :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharge d’exploitations, les surcharges climatiques et sismiques .

Le choix de type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Suite a l’importance de l’effort normal agissant sur l’infrastructure et aussi notre bâtiment et lier avec des autres bâtiments de différent hauteur, donc le type a utilisé dans notre cas est un radier général

VII.2. Pré dimensionnement des semelles :

➤ **Semelle de isolée:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sol} = \frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \cdot B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \\ A = \left(\frac{a}{b}\right) \cdot B \end{array} \right.$$

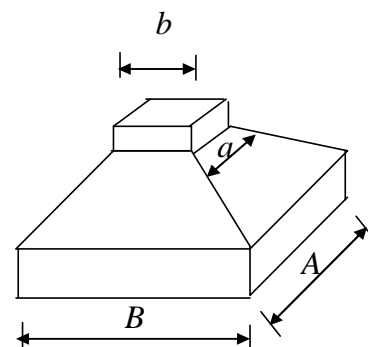


Figure VII.1 : Dimension d’une semelle isolée

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,5\text{bars} \qquad N_u = 937,73 \text{ kN} \qquad a = 22 \text{ cm} \qquad b = 22\text{cm}$$

$$A = \left(\frac{55}{55}\right) \cdot B \rightarrow A = B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{937,73}{150}} = 250,03 \text{ cm}$$

➤ **Semelles filantes**

➤ *Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles*

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_S}{S} = \frac{G+Q}{B \times L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 0.15\text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile.

La surface des semelles filantes sous voiles est : $S = 85,68 \text{ m}^2$

$$S_{\text{semelles}} = 34 \times 2,2 \times 2,2 = 164,56 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 316,13 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{tot}} = 164,56 + 85,68 = 250,24 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bat}}} = 0,79$$

La surface totale des semelles représente 79 % de la surface du bâtiment.

☞ **Conclusion :**

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sold'assise, on adopte choix d'un radier général

VII.3. Etude du radier général :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposant sur les poteaux, ils seront soumis à la réaction du sol.

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable.

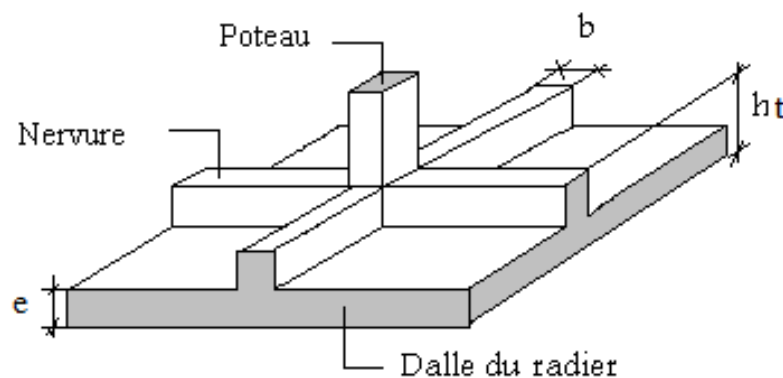


Figure VII.2 : radier nervuré

VII.3.1 Pré dimensionnement:

VII.3.1.1 Hauteur totale du radier :

Le pré dimensionnement du radier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous pression.

➤ Cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- 1) Condition forfaitaire
- 2) Condition de rigidité
- 3) Condition de non cisaillement
- 4) Condition de non poinçonnement

1) Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{5}$$

Avec:

L_{max} : longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max}=4.70 \quad 58.75 \text{ cm} \leq h_t \leq 94$$

2) Condition de rigidité :

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que : $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec :

$$L_e : \text{longueur élastique donnée par : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ; Pour un sol de densité moyenne $K=40\text{MN/m}^3$

E : module d'élasticité du béton $E=3 \times 10^4 \text{ MPa}$;

I : inertie du radier ($I = \frac{b \times h^3}{12}$) ;

B : largeur du radier.

Pour notre cas : $L=4,90\text{m}$.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 4.90}{3.14}\right)^4} \Rightarrow h \geq 72\text{cm}$$

3) Condition de non cisaillement : [BAEL91/A5.2, 2]

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T_u^{\max}}{b \times 0.9h} \quad h \geq \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times b \times \bar{\tau}_u}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min (0,15 \times f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPa}) \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Avec :

τ_u : Contrainte tangentielle ;

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible ;

T^{max} : Effort tranchant maximum.

La valeur de l'effort tranchant par unité de longueur sur le contour de la dalle, est évaluée pour :

Charges uniformément répartie : $\alpha = \frac{4.50}{4.90} = 0,918 \geq 0.4$

$$T_x = \frac{q_{max}^u \times L_x}{2} \times \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} \text{ et } T_y = \frac{q_{max}^u \times L_x}{3}$$

Calcul de q^u :

La surface du radier est de : $S \geq \frac{N}{\sigma_{SOL}} = \frac{32580,1536}{150} = 217,20 \text{ m}^2 \Rightarrow S = 218 \text{ cm}^2$

$S(\text{bâtiments}) = 316,13 \text{ m}^2 > S(\text{radie}) = 218 \text{ cm}^2$

Le poids de superstructure : $G = 3831085 \text{ daN}$

$$q^u = 1.35 \frac{G}{S} + 1.5Q$$

$q_u = 1,35 \times 1757,7 + 1,5 \times 250 = 14872,9 \text{ daN/m}^2$.

$T_x = 18232.15 \text{ daN}$; $T_y = 17363.95 \text{ daN}$. $\Rightarrow T_{max} = 18232.15 \text{ daN}$

$h \geq \frac{18232,15}{0,9 \times 1 \times 2,5 \times 10^4} = 0,81 \Rightarrow h \geq 81 \text{ cm}$

4) Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow (*)$$

Avec :

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

h : Epaisseur du radier

$U_c = 2 \times (a_1 + b_1)$ D'où $[a_1 = a + h]$ et $[b_1 = b + h]$

Donc :

$U_c = 2 \times (a + b + 2.h)$ $a = 55 \text{ cm}$ et $b = 55 \text{ cm}$

N_u : charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'état limite ultime.

Pour notre structure, $N_{u\max} = 3090.47 \text{ KN}$ (Valeur tirée du fichier résultat ETAPES)

(*) $\rightarrow 3.09 \leq 1.65h + 3h^2 \rightarrow 1.65h + 3h^2 - 3.09 = 0 \rightarrow h = 0.78 \text{ m}$

Pour $N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow h \geq 0.78 \text{ m}$

donc $\rightarrow h \geq 78\text{cm}$

✚ Pour satisfaire les 4 conditions précédentes, on prendra une hauteur du radier égale 1.20 m.

VII.3.1.2 / l'épaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{490}{20} = 24,5 \text{ cm}$$

L : la plus grande portée entre axes des poteaux.

On prendra donc : $e = 40 \text{ cm}$

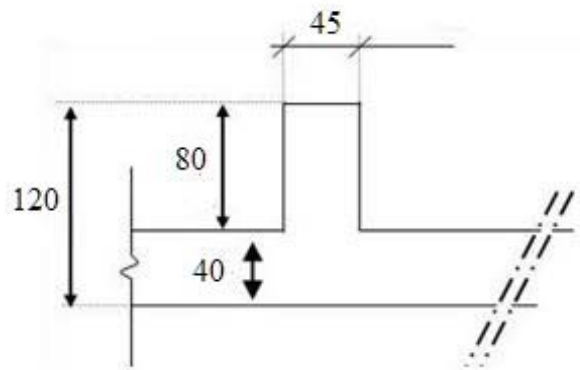


Figure VII.3 : Dimensions du radier

VII.3.1.3 la hauteur des nervures :

$$h \geq \frac{L}{10} = \frac{490}{10} = 49 \text{ cm}$$

On prend $h = 80 \text{ cm}$

➤ **Le débordement :**

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) \Rightarrow D \geq \max\left(\frac{120}{2}; 30\text{cm}\right) \Rightarrow D \geq 60$$

✓ Donc le radier va déborder de **100 cm** de chaque côté.

VII.3.1.4 Pré dimensionnement des poutres :

On distingue deux types des poutres apparentes :

Poutres principales et Poutres secondaires.

➤ Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

Hauteur de la poutre libage	$L / 9 \leq ht \leq L / 6$
Largeur b d'une section rectangulaire	0,3h à 0,6h
Largeur b ₀ d'une section en T	0,2 à 0,4h

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L - b_0}{2}; \frac{L}{10}\right)$$

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

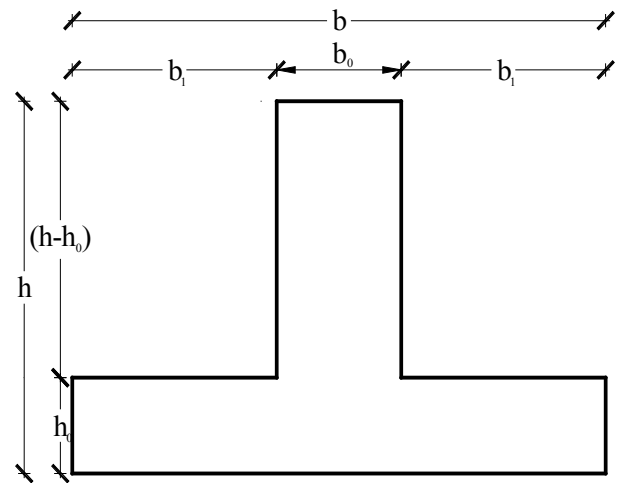


Figure VII.4 : Dimensions des poutres libage.

VII.3.2 Vérification de l'effet de sous pression :

Il faut vérifier le soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique. Cette vérification est donnée par la formule suivante :

$$P \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

Avec :

P : le poids du bâtiment

S : la surface d'assise du bâtiment

Z : l'ancrage du bâtiment

γ : Poids volumique de l'eau ; $\gamma = 10\text{KN}/\text{m}^3$

$$1,5 \times S \times \gamma \times Z = 1,5 \times 218 \times 10 \times 4,25 = 4632,5 \text{ KN}$$

$$P = 38310.85 > 4632,5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié (Structure stable)}$$

VII.3.3 Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 : $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5\right)$

Avec:

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismiques.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de sous-sol de la structure.

Sens x-x:

$$V_0 = 6336.56 \text{ kN} ; h = 4,25 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_R = 24078.93 \text{ kN.m}$$

$$N = N_G + N_Q$$

$$\text{Avec: } N_G = N_{G1} + N_{G2}$$

- N_{G1} : Poids propre de la structure.
- N_{G2} : Poids propre du radier.
- N_Q : Poids de la surcharge d'exploitation de la structure.
- $I_{xx} = 18484,9 \text{ m}^4$ et $I_{yy} = 31046,0$
- $V_x = 16.51 \text{ m} ; V_y = 14.81 \text{ m} \rightarrow$ (abscisse du centre de gravité du radier)

$$\text{On a: } N_{G1} = 38310.85 \text{ kN}$$

$$N_{G2} = \rho_b \times S \times h = 25 \times 218 \times 0,90 = 4905 \text{ kN}$$

$$N_Q = 4124 \times 48 \text{ kN}$$

$$\text{Donc: } N = 65722.83 \text{ kN}$$

$$M_s = N \times y_G = 65722.83 \times 14.81 = 973355.11 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 40,42 > 1,5 \quad \text{Verifier}$$

Sens y-y:

$$V_0 = 6921.57 \text{ kN} ; h = 4,25 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_R = 26301.97 \text{ kNm}$$

$$M_s = N \cdot x_G = 65722.83 \times 16.51 = 1109848.92 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 42,20 > 1,5 \quad \text{Verifier}$$

Conclusion:

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5; donc notre

structure est stable dans les deux sens.

VII.3.4 Vérification des contraintes du sol :

Sous les charges horizontales (forces sismiques), il y a naissance d'un moment de renversement. Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal à:

- ELU
- ELS

Les contraintes sous le Radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v < \overline{\sigma_{sol}} = 1,5bar$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \quad \text{Et } \sigma_2 > 0$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure.

- **ELU:**

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 87039.02 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2$$

- **ELS:**

$$N_{ser} = 64185.85 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}$$

Conclusion:

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc y a pas de risque de soulèvement.

VII.3.5 Ferrailage de la dalle du radier :

VII.3.5.1 Méthode de calcul :

Notre radier comporte des panneaux de dalles appuyées sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. (Voir chapitre III : dalle pleine)

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive:

- Moment en travée: $M_{tx}=0,85M_x$
 $M_{ty}=0,85M_y$
- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x$ (appui de rive)
 $M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x$ (autre appui)

Panneau intermédiaire:

- Moment en travée: $M_{tx}=0,75M_x$
 $M_{ty}=0,75M_y$
- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$

VII.3.5.2 Valeur de la pression sous radier:

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes:

ELU: $q_u = \sigma_m^u \times 1m = \quad \text{KN/m}$

ELS: $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \times 1m = \quad \text{KN/m}$

VII.3.5.3 Calcul des moments.

Calcul de l'enrobage :

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. **(BAEL 91)**

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} ; \text{ Avec } h_d = 50\text{cm} \rightarrow \phi_{\max} \leq 50/10 = 5\text{cm}$$

Donc : on prendra $\phi = 16 \text{ mm}$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases}$$

On prendra $\phi = 16 \text{ mm}$

Les hauteurs utiles :

$$d_x = h_d - C_x = 45 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 43 \text{ cm}$$

Armatures minimales (Condition de non fragilité) [CBA91/A4 .2.1]:

$$A_{\min} = 0,0008.b.h \rightarrow 0,0008 \times 50 \times 100 = 4.00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Tableau VII.1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et des sections des armatures à ELU

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
M (KN.m)	59.51	38.30	40.99	27.33
$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	3.84	2.46	2.76	1.83
$A_{\text{min}} (\text{cm}^2)$		4.00		
$A_{\text{adpt}} (\text{cm}^2)$		7.70		

Avec :

$$f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa} ; b=100\text{cm} ; h=50\text{cm} ; d_x= 45 \text{ cm} ; d_y=43 \text{ cm}$$

Tableau VII.2 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et vérifications à ELS

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
M (KN.m)	61.35	40.90	49.23	32.82
A (cm ²)	7.70			
D(cm)	1.55		1.15	
E(cm ²)	103.95		99.33	
Y ₁ (cm)	9.10		8.88	
I(cm ⁴)	173976,55		157803,04	
K	0.35	0.23	0.31	0.21
σ_b (MPa)	3.21	2.14	2.78	1.84
σ_s (MPa)	189.86	126.57	159.67	106.45

Avec :

$$D = \frac{15.A}{b} ; E = 2.d.D ; y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} ; I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15.A.(d - y_1)^2 ; K = \frac{M^{Ser}}{I}$$

$$\sigma_b = K.y_1 ; \sigma_s = 15.K.(d - y_1) ;$$

Fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 240MPa$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12MPa$$

σ_s et σ_b sont vérifiées donc les armatures seront maintenues

Choix des armatures

L'écartement des armatures : $e \leq \min(3h ; 33cm) = \min(3 \times 50 ; 33cm) = 33cm$

En travée : Sens x : 5 T 14 /ml $\rightarrow A = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Sens y : 5 T 14 /ml $\rightarrow A = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En appuis : Sens x : 5 T 14 /ml $\rightarrow A = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Sens y : 5 T 14 /ml $\rightarrow A = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$

VII.3.6 Ferrailage des débords:

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=1 \text{ m}$, le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m à l'ELU.

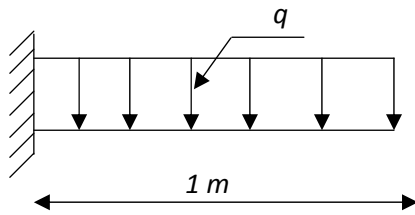


Figure. VII.5 : Schéma statique

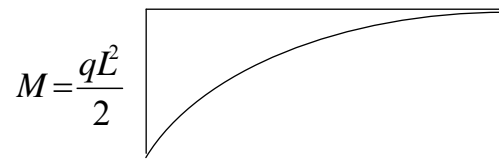


Figure. VII.6 : Diagramme des moments

VII.3.6.1 Calcul des armatures :

On a :

$$f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_{bc}=14,2\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa} ; b=100\text{cm} ; h=50\text{cm}$$

$$d=0,9h=45 \text{ cm} ; q_u=86,50\text{kN/ml}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau VII.3 : Ferrailage des débords

$M_u(\text{kNm})$	μ	α	β	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
43.25	0.016	0,020	0.992	2.89	5T14	7,70

Armatures de répartition:

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2}$$

On prend 5T10 = 3.93cm, $S_t=20 \text{ cm}$

Condition de non fragilité:

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.43\text{cm}^2$$

Vérification des contraintes à l'ELS:

On a: $q_{ser}=80.93 \text{ kN/ml}$; $M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{2} = \text{KN.m}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VII.4 : Vérification des contraintes pour le débord

$M_{ser}(\text{kNm})$	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérificati on
40.47	7,70	9.11	173976,5538	2.12	15	125.24	240	OK

Vérification de la contrainte tangentielle du béton:

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

Avec : $T_u = q_u \times L = \text{KN}$

$$\tau_u = \frac{1 \times 10^{-3}}{1 \times} = \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa Vérifiée}$$

- Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec : $b_0 = 100\text{cm}$; $a = 0,9d = 0,9 \times 36 = 32.4\text{cm}$

$$T_u = 0.087 \text{ MN} < 2.70 \text{ MN}$$

- Pas d'influence de l'effort tranchant

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieure:

$$A \geq \left(T_u + \frac{M_u}{0,9.d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(86500 - \frac{43250}{0,9 \times 0,35} \right) \times \left(\frac{1,15}{400 \times 10^2} \right) = -0.583 < 0$$

- Condition vérifiée, alors les armatures en appuis sont suffisantes.

Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des Tours.

Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offertes par l'ordinateurs, ont influencées profondément sur les méthodes de calcul en effet on peut dire que l'emploi des logiciels des calculs est en train de bouleverser les méthodes forfaitaires qui n'étaient qu'approximatives.

Sous l'action sismique, les voiles reprennent dans un premier temps, grâce à leur rigidité, la presque totalité des charges latérales. Les déformations de la structure restent faibles. Après l'apparition de zones plastiques dans le voile ; une plus grande part de charge se reporte sur les portiques dont la ductilité autorise une importante dissipation d'énergie.

L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure auto-stable qui a été pré dimensionnée. Le renforcement de cette dernière (lors de l'étude sismique) nous a amené vers une Tour à contreventement mixte (voile + portique).

Les systèmes mixtes en portiques et voiles sont caractérisés par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques. Toute fois, le système n'atteint le maximum de son efficacité que si la répartition des voiles est symétrique et uniforme et si les liaisons entre les voiles et les portiques ont une bonne ductilité.

Le but de cette étude est de chercher une meilleur configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers à travers les cas étudiés dans cette mémoire, qui ont fournies des résultats cohérents et significatifs pour confirmer ainsi les indications énoncées dans la littérature, en outre il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes, et arriver à une sécurité parasismique réalisée sans sur coût important (aspect économique).

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

BIBLIOGRAPHIE

➤ Règlements :

RPA99(Version2003) : Règles parasismiques Algériennes (DTR.B.C.2.48)

BAEL91 : Béton armé aux états limites (Jean-Pierre Mogin)

CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé
(DTR.B.C.2.41)

Charge permanentes et charge d'exploitation (DTR B.C. 2.2)

➤ Cours :

Cours en béton armé Mr AMMAR.

Cours calcul de structure Mr BENSOUA.

➤ Mémoires :

BELDJILALI et BOURAHLA 2018, Etude d'une tour (R+9 à usage
d'habitation + sous-sol) à Mostaganem.

➤ Logiciels et programmes :

AUTOCAD 2013

Etabs V9.7.4

WORD 2007

EXCEL 2007