



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democraticre public of Algeria
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research
جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم
University Abdelhamid Ibn Badis–Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculty of Sciences and Technology
قسم الهندسة المدنية
Civil engineering department



**MEMOIRE DE FIN D'ETUDE
MASTER ACADEMIQUE**

Filière : Génie Civil
Spécialité : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment en RDC+9 Etages

Présenté par:

- BELALEM Somia
- BEDOUI Souraya

Soutenu le 14/07/2021 devant le jury composé de :

Président: Mr MALIKI Mustapha
Examineur: Mr BAHAR Sadek
Encadreur: Mr SADKI Nizar

Année Universitaire: 2020/ 2021

Remerciement

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie notre encadreur M^r SADKILN pour leur soutien, leur conseil judicieux et leur grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet.

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

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

Dédicaces

À mes très chers parents, source de vie, d'amour et d'affection

À mes chers frères et sœurs, source de joie et de bonheur

À toute ma famille, source d'espoir et de motivation

À tous mes amis, et mes collègues

Finalement à tous celles que j'aime et que je connaisse.

Sommaire

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I.1 : Introduction	1
I.2 : Implantation de l'ouvrage.....	1
I.3 : Présentation de l'ouvrage.....	1
I.4 : Caractéristiques géométriques de la structure :	1
I.4.1 : En hauteur	1
I.4.1 : En plan	1
I.5 : Conception de la structure	1
I.5.1 : Les Ossature	1
I.5.2 : Les plancher.....	1
I.5.3 : Escalier	2
I.5.4 : Maçonnerie.....	2
I.5.5 : Revêtement	3
I.5.6 : Acrotères	3
I.5.7 : Fondation	3
I.6 : caractéristiques mécaniques des matériaux.....	3
I.6.1 : béton	3
I.6.2 : acier.....	4
I.6.3 : Contraintes	4
I.7 : Etude et analyse de la structure.....	4

Chapitre II : Prédimensionnement

II.1 : introduction.....	5
II.2 : Descente de charge.....	5
II.2.1 : Charge Permanente	6
II.2.2 : Surcharge d'exploitation	6
II.3 : pré dimensionnement des poutres	6
II.3.1 : Principale.....	6
II.3.2 : Secondaire.....	6
II.4 : Pré-dimensionnement des planchers	7
II.4.1 : Plancher à corps creux	7
II.4.2 : Plancher à dalle pleine	7
II.4 : Pré dimensionnement des poteaux	9
II.6 :Pré-dimensionnement des voiles	14
II.6.1 : Voiles de contreventement.....	14
II.6.2 : Voile périphérique.....	15

Chapitre III : étude d'un plancher

III.1 : Introduction	16
III.2 : Plancher à dalle pleine	16
III.2.1 : Evaluation des charges et combinaison fondamentales.....	16
III.2.2 : calcul des moments fléchissant	20
III.2.3 : Calcul du ferrailage de la dalle plein	21
III.2.4. Vérification des l'effort tranchant	25
III.2.5 : Vérification de la flèche	26

III.3.Étude du plancher.....	30
III.3.1- Détermination des dimensions des poutrelles	30
III.3.2- Ferrailage de la dalle de compression [BAEL91/B.6.8,423]	31
III.3.3- Étude des poutrelles.....	32
III.3.3.1 Méthode forfaitaire	34
III.3.3.2 : Méthode de Caquot minorée.....	36
III.3.3.2.1) Application de la méthode de Caquot minorée	37
III.3.3.3 : Détermination des armatures	44
III.3.3.4 : Calcul des armatures transversales.....	47
III.3.3.5 : vérification de la flèche	49

Chapitre IV : études des éléments secondaires

IV.1 : Introduction.....	53
IV .1 : l'acrotère	53
IV.2.1: Vérification de l'effort due au séisme.....	53
IV.2.2 : Calcul des sollicitations.....	54
IV.2.3. Calcul de ferrailage	54
IV.2.4 : Vérification des contraintes de cisaillement.....	57
IV.2 : les balcons.....	57
IV.3.1 : Descente de charges.....	58
IV.3.2 : Calcul du ferrailage.....	59
IV.3.3 : Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1].....	59
IV. 3 : Calcul des escaliers	61
IV.4.1 : Définition.....	61
IV.4.2 : Eléments constitutifs	61

Chapitre V : étude dynamique et sismique

V.1.Introduction.....	71
V.2-Choix de la méthode de calcul.....	71
V.2.1-Méthode statique équivalente	71
V.2.2 : Méthode dynamique	72
V.3 : Etape de modélisation	72
V.4 : Interprétation des résultats	74
V.4.1 : Vérification la résultante des forces sismiques	74
V.4.2 : Nombre de modes à considérer : [RPA99version 2003/4.3.4].....	76
V.4.3 : Vérification de la période : [RPA99 (version 2003) /4.2.4.4].....	77
V.4.4 : Périodes et facteurs de participation modaux.....	77

Chapitre VI : Etude portique

VI.1. Introduction	81
VI.2. Etude des poutres	81
VI.2.1. Combinaisons des charges.....	81
VI.2.2. Combinaisons fondamentales	81
VII.2.3-Ferraillage des poutres	81
VII.2.3.1.Vérifications des règlements	81
VII.2.3.2.Les sollicitations des poutres	82
VII.2.4.Exemple de calcule	82

VII.2.4.1.Calcul des armatures longitudinales.....	83
VI.2.4.2-Conditions imposées par.....	84
VI.2.4.3.Longueur de recouvrement	84
VI.3-Etude des poteaux	86
VI.3.1-Définition	86
VI.3.2-Principe de calcul	86
VI.3.3-Armatures longitudinales	86
VI.3.4. Exemple de calcul	89
VI.4.Dessin de ferrailage	93

Chapitre VII : Etude des voiles

VII.1Introduction.....	94
VII.2 : Ferrailage des voiles.....	94
VI .2.2 : Disposition constructives des armatures	94
VI.2.3 : Ferrailage minimal.....	94
VII.2.4. Vérification de l'effort tranchant et calcul des armatures horizontales.....	95
VII.2.5 : Espacement minimal des armatures horizontales	95
VII.2.6 : Détermination du Ferrailage des voiles de contreventement	95

Chapitre VIII : étude de sol et calcul des fondations

VIII.1 : Introduction.....	98
VIII.2 : Etude du radier	98

VIII.2.1 : Généralité.....	98
VIII.2.2 Pré-dimensionnement du radier.....	99
VIII.3 : Détermination de la sollicitation	103
VIII.4 Ferrailage du radier.....	108
VIII.5 : Ferrailage du débordement	117
VIII.6 : Armatures transversales.....	119
VIII.7 : Ferrailage des poutres.....	120
VIII.7.1 : Charge équivalente	120
VIII 7.2. Détermination des armatures:(poutre principale).....	125

Liste des tableaux

Chapitre II

Tableau. II.1 : charge du plancher terrasse	5
Tableau.II.2 charge du plancher étage courant.	5
Tableau.II.3 charge du plancher a dalle plane.....	6
Tableau. II.4 : récapitulatif des sections des poutres	7
Tableau. II.5: récapitulatif des dimensions des dalles pleines.....	8
Tableau. II.6 : récapitulatif de la dégression de charges.....	11
Tableau. II.7 : récapitulatif de vérification des conditions de RPA99 (version 2003..)	13
Tableau II.8: récapitulatif de vérification de la condition de Flambement	14

Chapitre III

Tableau III.1 tableau récapitulatif des moments fléchissant.....	21
Tbleau III.2 : tableau récapitulatif de la sollicitation maximale	21
Tableau III.4 : tableau récapitulatif des moments fléchissant et des efforts maximaux	44

Chapitre V

Tableau.V. 1: Valeurs des pénalités	75
TableauV.2 : période et facteur de participation massique.....	77
Tableau.V. 3: Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement du plancher..	78
Tableau V.4: Vérification de l'effort P.....	80

Chapitre VI:

Tableau.VI.1:Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts normaux.....	82
Tableau .VI.2. : Tableau récapitulatif des ferrailages des poutres.....	86
Tableau VI.3: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux.....	89
Tableau.VI.4 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux.....	93

Chapitre VIII:

Tableau VIII.1 : Dimension des poutres.....	103
Tableau VIII.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et travées.....	109
Tableau. VIII.3:Tableau récapitulatif des sollicitations.....	124
Tableau.VIII.4:Tableau récapitulatif des sollicitations et choix des armatures.....	128

Liste des figure

Chapitre I:

Fig I.1 : Plancher à corps creux.....	3
FigI.2 : Brique creuse	4
Fig I.3 :dimensions d'acrotère.....	4

Chapitre II:

FigII.1: Demontion des peutres.....	7
FigII.2: coupe transversale d'un plancher à cops creux.....	8
FigII.3 : Demontion d'un Panneau de dalle	9
Fig II.4 : Section réduite d'un béton	10
Fig II.5 : Schéma de la loi de dégression.....	11
Fig II.6: surcharge afférant du poteau le plus sollicité.....	12
Fig II.7: Coupe de voile en élévation.....	15
Fig. II.8 : Coupes des voiles en plan.....	15

Chapitre III:

Fig III.1: moment en travée et en appuis (panneau continues au-delà.....	18
Fig III.2 : Moment en travée et en appuis (panneau de rive dont deux appuis assurent un encastrement partiel	18
Fig III.3 : moment en travée et en appuis (panneau de rive dont un seul appui assurent un encastrement partiel).....	19
Fig III.4 : Coordonnées de centre de gravité.....	28
Fig III.5 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux	30
Fig III.6:Section de calcul d'un plancher à corps creux.....	30
Fig III.7: Section de calcul.....	31
Fig III.8: schéma statique de poutrelles	34
Fig III.9 Définition des moments.....	34
Fig III.10 : Moments sur appuis intermédiaire.....	35
Fig III.11: Représentation de la méthode de Caquot.....	36

Fig III.12 : Diagramme des moments fléchissant type 1 a 4	41
Fig III.13 : Diagramme des efforts tranchants type 1 a 4	41
Fig III.17: Section de calcul en travée.....	45
FigIII.18: Section de calcul en appui.....	45
Fig III.19: Influence de l'effort tranchant sur un appui de rive et intermédiaire. 47	
Fig II.20:ferraillage de poutrelle.....	49
Fig III.21: Coordonnées de centre de gravité.....	5
Chapitre IV:	
FigVI.1:Dimension de l'acrotère.....	53
FIG IV.2 : section de calcul.....	54
Fig. IV .3: sollicitations par rapport armatures tendues.....	54
Fig.IV.4 : position de centre de pression.....	55
Fig.IV.6 : Coupe sur balcon.....	57
FIG. IV.7 :Schéma statique du balcon.....	58
Fig IV.8 : <i>Les éléments constitutifs d'un escalier</i>.....	61
Fig. IV.9 : les éléments d'escalier.....	61
Fig IV.10:schémas de la paillasse.....	62
Fig.IV.11:Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos.....	63
Fig.IV.12:Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.U...65	
Fig.IV.13:Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.S...67	
Fig IV.11. Section de calcul de la paillasse.....	68
Chapitre V:	
FigV.1: Interface du Robot Bat.....	73
Chapitre VI:	
FigVI.1:Sollicitations sur les Poteaux.....	86
FigVI.2: Schéma de noyau centrale.....	87
FigVI.3: Section de calcul dans le sens y-y.....	90
FigVI.4: Ferraillage des poteaux (40x40)cm²	93
Chapitre VII:	

FigVII.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles	95
FigVII.2 Sollicitations sur les voiles.....	96
FigVII.3 :section de calcul de voile suivant l'axe X-X.....	94
Chapitre VIII:	
FigV III.1 : Schéma du radier général	99
Fig VIII.2 : Dimensions du panneau de dalle le plus sollicité.....	100
FigV III.3 : Dimension du radier	101
Fig VIII.4 : Dimension de la poutre	103
FigVIII.5 : Schéma des contraintes du sol	106
Fig VIII.6 : Schéma du panneau de la dalle	108
FigVIII.7 : Enrobage	109
Fig VIII.8 : Section de calcul dans le sens x-x	110
Fig VIII.9 : Section de calcul dans le sens y-y	110
FigV III.10 : schéma statique du débord	118
FigVIII.11 : Section de calcul	118
FigV III.12: Distribution des charges.....	121
Fig. VIII.13. Diagrammes des moments Fléchissant et des efforts Tranchants	
des poutres principales.....	123
Fig. VIII.13. Diagrammes des moments Fléchissant et des efforts tranchant des poutres	
secondaires.....	124
Fig.VIII. 14.Dimension du poutre.....	125
Fig.VIII.15.section de calcul en travée.....	125
Fig.VIII.16:Section de calcul en appui.....	127

Notations

A' :	Aire d'une section d'acier comprimée
A :	Aire d'une section d'acier tendue.
A_t :	Aire d'une section d'acier transversale.
B :	Aire d'une section de béton comprimée.
B_o :	Aire d'une section homogène.
E_i :	Module de déformation instantané du béton.
E_v :	Module de déformation différé du béton.
E_s :	Module d'élasticité longitudinal de l'acier.
M_u :	Moment ultime.
M_{ser} :	Moment de service.
T_u :	Effort tranchant ultime.
a, b :	Dimensions transversales d'un poteau.
b, h :	Dimensions transversales d'une poutre.
h_o :	Hauteur de la table de compression
d :	Distance du barycentre d'armatures tendues à la fibre la plus comprimée.
f_{c28} :	Résistance caractéristique de calcul du béton à la compression à 28 jours.
f_{t28} :	Résistance caractéristique de calcul du béton à la traction à 28 jours.
f_e :	Limite élastique de l'acier.
L_f :	Longueur de flambement.
n :	Coefficient d'équivalence acier – béton.
L_x :	La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine.
L_y :	La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine.
B_r :	Section réduite du poteau.
M :	Moment résistant de la table (section en T _e).
M_o :	Moment fléchissant maximal dans la travée indépendante et reposant sur deux appuis simples.
M_t :	Moment fléchissant maximal en travée
M_a :	Moment fléchissant maximal en appui.
N_u :	Effort normal ultime
N_{ser} :	Effort normal de service
I_o :	Moment d'inertie de la section totale rendue homogène
I_f :	Moment d'inertie fictif
F :	Flèche due à une charge considérée (g, j, p)
G :	Charge permanente
P :	Surcharge d'exploitation
E	Charge sismique
q_u :	Chargement ultime
q_{ser} :	Chargement de service
Δf_t :	Flèche totale
L :	Portée de la travée
δ_t :	Espacement des armatures transversales
α :	Coefficient sans dimension rapport γ/d
γ_b :	Coefficient partiel de sécurité sur le béton
γ_s :	Coefficient partiel de sécurité sur l'acier
η :	Coefficient de fissuration relatif à une armature

λ :	Elancement mécanique d'une pièce.
μ :	Moment réduit ultime (sans dimensions)
ρ :	Rapport entre deux dimensions $\left(\frac{L_x}{L_y} \right)$
σ_b :	Contrainte de compression du béton
σ_s :	Contrainte de traction de l'acier
τ_u :	Contrainte tangentielle conventionnelle.
ν	Coefficient de poisson

INTRODUCTION

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans le processus de construction des ouvrages. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation licence et master.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à :

- Rester apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût ;
- Ne doit pas s'endommager par des événements, tels que : explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines et
- Doit résister pour des degrés de fiabilité à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard du coût d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés et pour ce faire ? il faut impérativement se munir de règlements propres à chaque pays.

Dans le cadre de cette étude, on utilisera le logiciel de calcul par éléments finis Autodesk Robot Structural Analysis Professional pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par les règlements suivants : RPA99 (version 2003), BAEL91.

Un certain nombre de vérifications à la sécurité et au service des éléments a été également effectué ; tel que :

Stabilité d'ensemble ;

- Effet $P-\Delta$;
- Etat limite des déplacements inter-étage ;
- Etat limite d'ouverture des fissures et
- Etat limite de compression de service dans le béton

I-Présentation de projet

I.1. Introduction :

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

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2. Implantation de l'ouvrage :

Il s'agit d'un bloc en (RDC+9).

Cet ouvrage rentrant dans la catégorie des ouvrages courants ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) et sera implanté à la Wilaya de Oran qui est considéré comme étant une zone de sismicité moyenne «zone IIa» comme le stipule

Le RPA99/version 2003 et selon l'étude du sol sera implanté sur un site de sol classé meuble (S3).

I.3. Présentation de l'ouvrage :

Nous sommes chargés de faire l'étude d'un bloc Barre R+9 en béton armé composé :

Un rez-de-chaussée à usage commercial.

Neuf étages à usage d'habitation avec logement par niveau : F4.

I.4. Caractéristiques géométriques de la structure :

I.4.1. Dimension en hauteur :

* hauteur de RDC : 3.06 m

* hauteur d'étage : 3.06 m

I.4.2. Dimensions en plan :

Longueur totale $L_{long}=29.75m$.

Largeur totale..... $L_{tran}=15.4m$.

La hauteur totale du bâtiment..... $H=30.6m$

I.5. Conception de la structure :

I.5.1. Ossature de l'ouvrage :

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

I.5.2. Plancher :

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

On distingue :

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

I.5.2.1- Planchers corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm.

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

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



Fig. I.1 : Plancher à corps creux

I.5.2.2. Planchers dalle pleine :

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

I.5.3. Escalier :

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

I.5.4. Maçonnerie :

On distingue :

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

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

I.5.4.1. 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.

I.5.4.2 - Murs intérieurs :

Cloison de séparation de 10 cm.

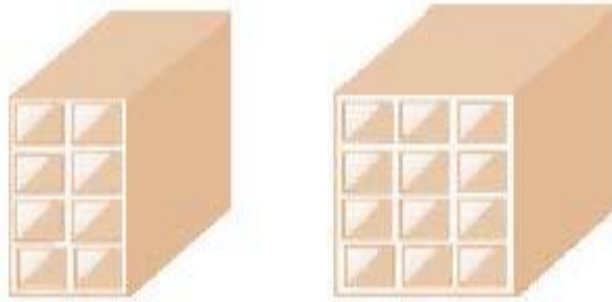


Fig.I.2 : Brique creuse.

I.5.5. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures.

I.5.6. Acrotères :

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.

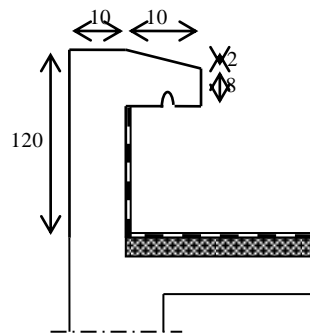


Fig. I.3. : les dimensions d'acrotère

I.5.7. Fondation :

Le rapport de sol relatif au terrain, indique que les sols en place sont de composition alluvionnaire, présentés par des marnes sableuses, des sables, des grès et des calcaires rencontrés dans un contexte très hétérogène.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2.5 bars.

I.6. Caractéristiques Mécaniques des matériaux :

Conformément au règlement en vigueur, les matériaux utilisés pour la construction du présent ouvrage auront les caractéristiques suivantes :

I.6.1. Béton :

I.6.1.1. Résistance :

- * dosage en ciment : 350 kg/m^3
- * résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$
- * résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 1.8 \text{ MPa}$

I.6.1.2. Contraintes limites et déformation :➤ **Etat Limite Ultime :**• **Résistance de calcul :**

$\sigma_b = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 11.33 \text{ MPA}$ en (SD) et 14.78 MPA en (SA)
SD : situation durable ; SA : situation accidentelle.

• **Contrainte ultime de cisaillement :** $\tau_u = V / b.d \leq \tau_u$ avec

$\tau_u = \{ \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPA})$ si fissuration peu nuisible,

$\tau_u = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPA})$ si fissuration préjudiciable

• **Coefficient de poisson :** $\mu = 0$ (béton fissuré).➤ **Etat Limite Service :**• **Contrainte admissible de compression :** $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 12 \text{ MPA}$ • **Le module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_{ij} = 29858.59 \text{ MPA}$

• **Coefficient de poisson :** $\mu = 0,2$ (béton non fissuré).**I.6.2. Acier :**Type d'aciers utilisés :

* Ferrailage longitudinal de nuance FeE400 et Les diamètre utilisée : 8 ; 10 ; 12 ; 14 ; 16 ; 20 ; 25.

* Ferrailage Transversal de nuance FeE215 ou FeE235 pour cadres ; épingles et trier.

* Dalle flottante et de compression : treillis soudés Ø 6 TEL520.

* module d'élasticité longitudinale : $E_s = 2.10^5 \text{ MPA}$.

I.6.3. Contraintes :➤ **Etat Limite ultime :**

- **contrainte de calcul :** $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

$\gamma_s = 1,15 \rightarrow$ en situation durable et transitoire FeE400 ($\sigma_s = 348 \text{ MPA}$) (**artA4.3.41**)

$\gamma_s = 1 \rightarrow$ en situation accidentelle ($\sigma_s = 400 \text{ MPA}$) (**artA4.3.2**)

➤ **Etat Limite Service :**

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation de contraintes.

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \text{Min} \{ 2 f_e / 3 ; 110 \eta f_{t28} \}$

Fe E 400 : $\sigma_s = 202 \text{ MPA}$ ($\eta = 1,6$ pour les barres à haute adhérence HA).

I.7. Etude et analyse de la structure :

L'étude de comportement de la structure de l'ouvrage a été menée par le logiciel ROBOT BAT après introduction des données nécessaires.

Le logiciel convertit le chargement introduit de la structure en masse, en prenant la totalité des charges permanentes et poids propre ainsi que 20 % des surcharges pour notre cas.

Ensuite il calcule la masse de chaque niveau, le centre de masse et le centre de rigidité et il tient compte aussi de l'excentricité.

II. Pré-dimensionnement des éléments résistants de la structure.

II.1. Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire appelé Pré-dimensionnement. Il sera fait selon les règles techniques algériennes CBA93 et RPA99 (version 2003)

BAEL91, tout en respectant l'économie et la sécurité.

II.2. Descente de charge :

La descente de charge a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher et Les charges réglementaires sont :

Les charges permanentes qui représentent un poids mort qui n'est pas variable ou varie très peu dans le temps.

Les charges d'exploitations ou surcharges qui sont des charges qui varient fréquemment dans le temps, celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et surcharges d'exploitations.

G : Charges permanentes, Q : Surcharges d'exploitations.

II.2.1 Charge Permanente :

II.2.1.1. Plancher terrasse :

Tableau II.1 : charge permanente du plancher terrasse

Plancher	ρ	G (daN/m ²)
1. Gravillon de Protection (4 cm).	(20daN/m ² /cm)	80
2. Etanchéité Multicouche (2 cm).	(6daN/m ² /cm)	12
3. Béton en Forme de Pente ($H_{moy} = 11$ cm)	(22daN/m ² /cm)	242
4. Isolation thermique (4cm)	(10daN/m ² /cm)	40
5. Corps Creux+dalle de compression (16+4).	/	280
6. Enduit au ciment ($e_p = 1.5$ cm)	(18daN/m ² /cm)	27
		Gt = 681

II.2.1.2. Plancher courant :

Tableau II .2 : charge permanente du plancher étage courant.

Plancher	ρ	G (daN/m ²)
1. Cloison légère	/	75
2. Carrelage + sable + mortier de pose	/	104
3 - corps Creux+dalle de compression ($e_p = 16+4$) cm	/	280
4. - Enduit au ciment ($e_p = 1,5$ cm)	(18daN/m ² /cm)	27
		Gt =486

II.2.1.3. Plancher à dalle pleine :**Tableau II.3 :** charge permanente du plancher à dalle pleine

Matériaux	ρ	G (daN/m ²)
Carrelage + sable + mortier de pose	/	104
Dalle pleine en béton armé (16 cm)	2500daN/m ³	400
Enduit au ciment (1 .5cm)	/	27
Cloisons légères	/	75
		Gt =606

II.2.2. Surcharge d'exploitation :

Le bâtiment est à usage d'habitation courant, ce qui implique :

$Q = 100 \text{ daN/m}^2$ terrasse non accessible.

$Q = 150 \text{ daN/m}^2$ étage courant.

$Q = 250 \text{ daN/m}^2$ RDC

II.3. Pré-dimensionnement des poutres :

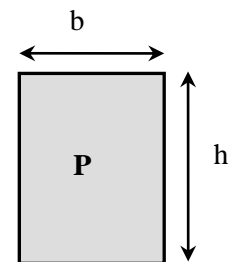
Le pré dimensionnement des poutres est basé essentiellement sur le critère de rigidité qui donnée comme suit :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

-L : la portée de la poutre.

-h : la hauteur de la poutre.

-b : la largeur de la poutre.

**Fig. II.1: dimension des poutres****❖ Condition imposées par le RPA99version 2003 :**

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

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

$$\frac{h}{b} \leq 4.0 \text{ cm (Article 7.5.1 RPA99).}$$

II.3.1. Poutres principales :

$$L_{\max} = 540 \text{ cm}$$

$$\frac{540}{15} \leq h \leq \frac{540}{10} \Leftrightarrow 36 \leq h \leq 54$$

On prendra : $h = 45 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

II.3.2. Poutres secondaires :

$$L_{\max} = 460 \text{ cm}$$

$$\frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} \Leftrightarrow 30.6 \leq h \leq 46$$

On prendra : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

Vérification des conditions imposées par l’RPA 99(version 2003) :

- b = 30 cm > 20 cm..... Condition vérifiée.
- h = 45 cm > 30 cm..... Condition vérifiée.
- h / b = 1,5 < 4 Condition vérifiée

Tableau II.4 : Tableau récapitulatif des sections des poutres

Poutres principales de dimension (b×h) en [cm ²]	Poutres secondaires de dimension (b×h) en [cm ²]
(30×45)	(30×40)

II.4. Pré-dimensionnement des planchers :

On distingue deux types de planchers à utiliser :

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

II.4.1. Plancher à corps creux :

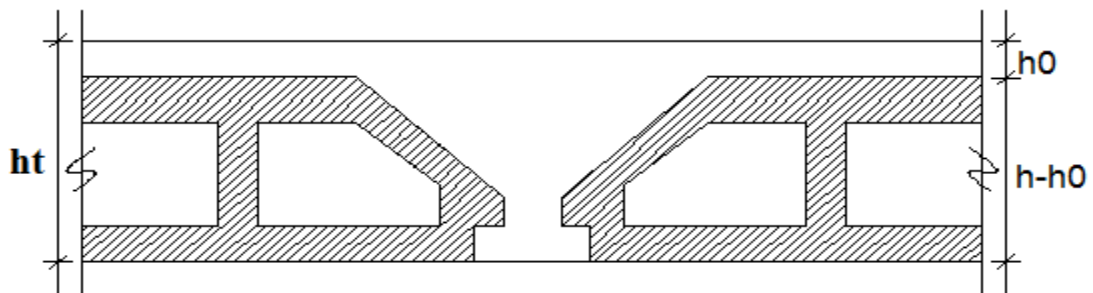


Fig. II.2: coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec :

- ht** : Hauteur totale du plancher ;
- h0** :Hauteur de la dalle de compression et
- (ht-h0)** : Hauteur du corps creux.

La hauteur du plancher est déterminée par la condition de flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \text{ [BAEL91 / 7.6.8, 424]}$$

L: Plus grande portée entre nus d’appuis de la poutrelle.

$$L_{\max} = 460 \text{ cm}$$

$$\frac{460}{25} \leq h_t \leq \frac{460}{20} \Rightarrow 18.3\text{cm} \leq h_t \leq 23\text{cm}$$

⇒ On prendra : $h_t = (16+4) \text{ cm} = 20\text{cm}$

II.4.2. Plancher à dalle pleine :

Condition de résistance à la flexion :

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

- Cas d'une dalle qui porte suivant un seul sens :

$$\left\{ \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4 \text{ et} \right.$$

La charge doit être uniformément répartie.

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

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

$$0.4 \leq \rho \leq 1$$

et La charge est uniformément répartie ou bien

Dalle soumise à une charge concentrée

quel que soit la valeur de ρ .

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

Avec : $L_x \leq L_y$

L_x : Plus petite dimension du panneau de dalle et

L_y : Plus grande dimension du panneau de dalle.

Pour le présent projet ; nous avons :

$$\begin{aligned} -L_x &= 215\text{m} \\ -L_y &= 430\text{m} \end{aligned} \quad \rho = \frac{215}{430} = 0.5 \geq 0.4$$

Donc la dalle porte suivant les deux sens $\Rightarrow 4.3 \leq hd \leq 5.37\text{cm}$

$$\Rightarrow h_d = 5\text{cm}$$

Tableau II.5: Tableau récapitulatif des dimensions des dalles pleines

l_x [cm]	l_y [cm]	$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	Sens de dalle
215	430	0.5	02 sens

L'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions suivantes :

- **Condition d'isolation acoustique :**

Contre les bruits aériens : $2500 \times h_d \geq 350 \text{ daN/m}^2 \Rightarrow h_d = 14\text{cm}$.

Contre les bruits impacts : $2500 \times h_d \geq 400 \text{ daN/m}^2 \Rightarrow h_d = 16\text{cm}$.

- **Condition de Résistance au feu :**

$h_d = 5\text{cm} \Rightarrow$ pour une heure de coupe de feu.

$h_d = 11\text{cm} \Rightarrow$ pour deux heures de coupe-feu.

$h_d = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow$ pour un coupe-feu de quatre heures.

Conclusion :

Pour satisfaire les conditions de l'isolation acoustique et garantir la sécurité en matière d'incendie pour deux heures de coupe de feu, on prend l'épaisseur de la dalle pleine égale à:

$$h_d = 16\text{cm}$$

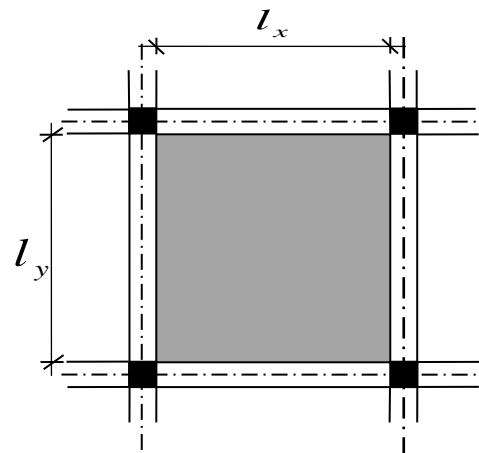


Fig. II.3: Dimensions d'un panneau de dalle

II.5- Pré-dimensionnement des poteaux :

Pour le pré dimensionnement ; on suppose que le poteau est soumis à une compression centrée, les règles CBA93 préconisent de prendre une section réduite en laissant 1cm de chaque côté en tenant compte de la ségrégation du béton, puis on calcule la section du poteau le plus sollicité dans notre structure. Cette section sera généralisée pour les autres poteaux du même niveau.

Les dimensions des poteaux doivent respecter le critère de résistance et les conditions du RPA ainsi que la condition de flambement (stabilité). Selon les règles (CBA93/B,8,1,1)

$$N_u = \alpha \left[(B_r \times f_{c28}) / (0.9 \times \gamma_b) + (A \cdot f_e / \gamma_s) \right]$$

- B_r : Section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$B_r = (a - 2) \cdot (b - 2) \quad a \text{ et } b : \text{ en [cm].}$$

Avec ces correctifs, l'effort normal résistant ultime est :

- γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1.5.

- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15.

- f_e : Nuance de l'acier (limite élastique ; $f_e = 400\text{MPa}$);

A : Section d'armature à mettre en place et

α : Coefficient qui dépend de l'élanement λ

$$\text{si } \lambda \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$$

$$\text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \rightarrow \alpha = 0.6 \frac{0.85}{\lambda}$$

$$\lambda = 35 < 50 \Rightarrow \alpha = \left[\frac{0.85}{1 + 0.2 \times (35/35)^2} \right] = 0.71$$

❖ Remarque :

Pour que toutes les armatures participent à la résistance on prend $\lambda = 35$.

α est divisé par un coefficient (réduction complémentaire) qui est égale à :

-1.1 : Quand plus que la moitié des charges est appliquée avant 90jours ?

-1.2 : Quand plus que la moitié des charges est appliquée avant 28jours ?

Dans notre cas les charges sont appliquées après 90jours on prend le coefficient complémentaire =1. (Art B 8.4.1 BAEL91).

❖ Critère de résistance (BAEL91) :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \cdot \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s} \right)}$$

D'après les règles **BAEL 91** on prendra : $A/B_r = 1\%$

$$B_r \geq \frac{N_u}{0.71 \cdot \left(\frac{20}{0.9 \cdot 1.5} + \frac{400}{100 \cdot 1.15} \right)} \Rightarrow B_r = 0.0077 \cdot N_u$$

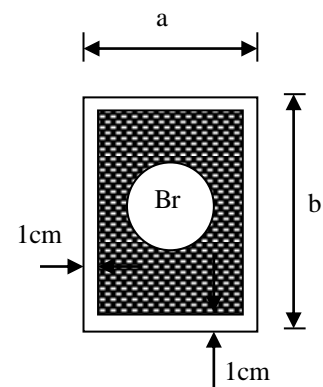


Fig. II.4 : Section réduite du béton

La loi de dégression :

- Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1} et Q_n les surcharges relatives aux planchers 1, 2, ..., n-1 et n à partir du sommet du bâtiment.

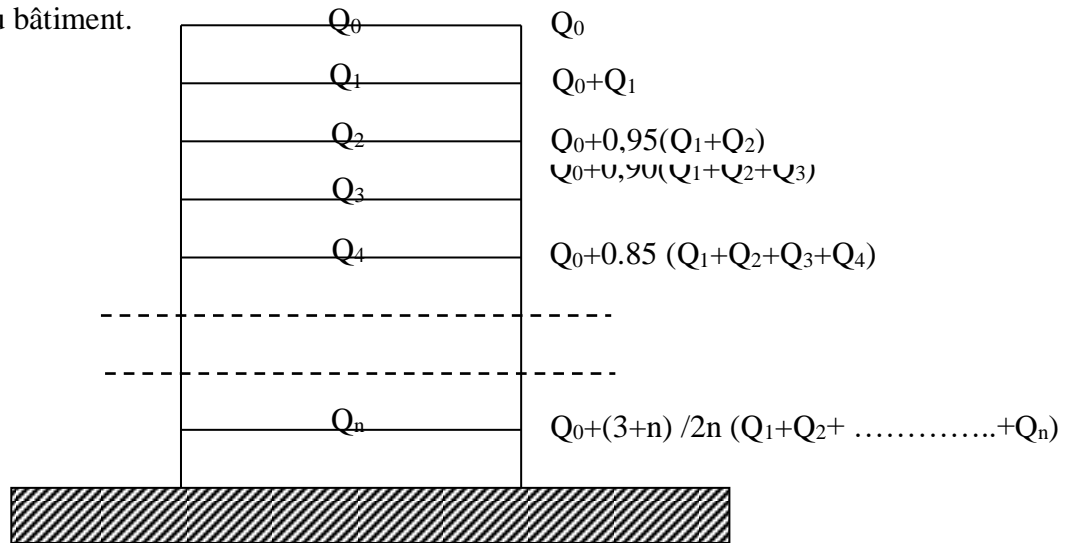


Fig. II.5: Schéma de la loi de dégression

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

La condition pour l'utilisation de la loi de dégression :

Bâtiment à nombre d'étages strictement supérieur à 5, soient :

$Q_0 = 100 \text{ daN/m}^2$: La surcharge sur la terrasse

$Q_1 = 150 \text{ daN/m}^2$: La surcharge sur les planchers à usage d'habitation.

$Q_2 = 250 \text{ daN/m}^2$: La surcharge sur les planchers RDC

Tableau II.6 : Tableau récapitulatif de la dégression de charges :

Etages	$P \text{ [daN/m}^2 \text{]}$	$G \text{ [daN/m}^2 \text{]}$
9 ^{ème} étage	100	681
8 ^{ème} étage	250	1167
7 ^{ème} étage	385	1653
6 ^{ème} étage	505	2139
5 ^{ème} étage	610	2625
4 ^{ème} étage	700	3111
3 ^{ème} étage	775	3597
2 ^{ème} étage	845.5	4083
1 ^{ème} étage	916	4569
RDC	1005	5175

Détermination de la surface afférente :

La longueur afférente de la poutre principale :

$$L_{\text{aff-pp}} = 4.6\text{m.}$$

-La longueur afférente de la poutre secondaire :

$$L_{\text{aff-ps}} = 3.5\text{m.}$$

Détermination de l'effort normal ultime Nu :

$$P_u = N_{\text{plancher}} + N_{\text{pp}} + N_{\text{ps}}$$

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

$$N_{\text{plancher}} = (1.35N_g + 1.5N_q) \times S_{\text{aff}}$$

$$P_{\text{pp}} = 2500 \times h_{\text{pp}} \times b \times L_{\text{aff-pp}}$$

$$P_{\text{ps}} = 2500 \times h_{\text{ps}} \times b \times L_{\text{aff-ps}}$$

Avec :

n : nombre de planchers.

N_g : Effort normal dû aux charges permanentes.

N_q : Effort normal dû aux charges d'exploitation.

$$N_u = 1.15 \times P_u \dots\dots\dots \text{d'après les règles BAEL91}$$

On va dimensionner les poteaux en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire).

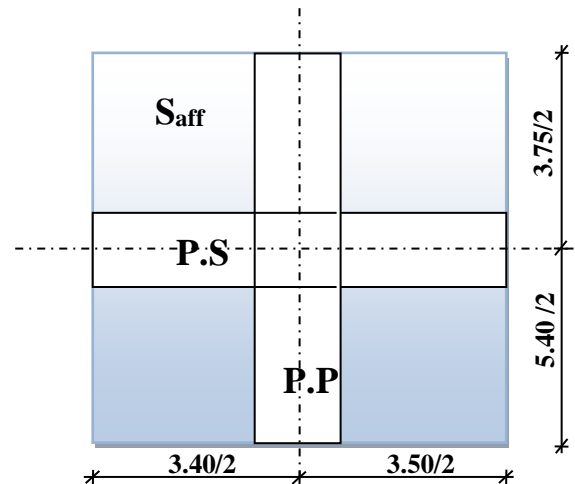


Fig. II.6 : surcharge afférant du poteau le plus sollicité

Exemple de calcul :(Poteau du 6^{ème} étage)

- La surface afférente du poteau le plus défavorable :

$$S_{\text{aff}} = (3.40/2 + 3.50/2) \times (3.75/2 + 5.40/2) = 16 \text{ m}^2$$

- Poids propre de poutres principales et secondaires :

$$N_{\text{pp}} = 2500 \times 0.30 \times 0.45 \times 4.6 = 1552.5 \text{ daN}$$

$$N_{\text{ps}} = 2500 \times 0.30 \times 0.40 \times 3.5 = 1050 \text{ daN}$$

- Poids propre total des poutres principales et secondaires :

$$N_{\text{pt}} = N_{\text{pp}} + N_{\text{ps}} = 2602.5 \text{ daN} \quad \text{avec } n=4$$

$$N_p = 1.35 \times N_{\text{pt}} \times n = 1.35 \times 2602.5 \times 4 = 14053.5 \text{ daN}$$

- Poids propre de plancher :

$$G_{\text{cumulé}} = 2139 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{\text{cumulé}} = 505 \text{ daN/m}^2$$

$$N_{\text{plancher}} = (1.35G_{\text{cumulé}} + 1.5P_{\text{cumulé}}) \times S_{\text{aff}} = (1.35 \times 2139 + 1.5 \times 505) \times 16$$

$$N_{\text{plancher}} = 58322.4 \text{ daN}$$

$$P_u = N_{\text{plancher}} + N_p = 58322.4 + 14053.5 = 72375.9 \text{ daN}$$

$$N_u = 1,15 \times 72375.9 = 83232.3 \text{ daN}$$

- La section réduite du poteau :

$$B_r = 0,0077 N_u = 0,0077 \times 83232.3 = 640.9 \text{ cm}^2$$

$$(a-2) \cdot (b-2) \geq 640.9 \text{ cm}^2$$

On prendra a=35 cm donc b=35 cm

La Section du poteau au niveau de 6^{ème} étage est : (35x35) cm²

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

Min (a, b) ≥ 25cm..... (Zone IIa) ;Condition vérifiée

Min (a, b) ≥ (he/20) → [(he/20) = (266/20) = 13.3] → 30 > 13.3..Condition Vérifiée

1/4 < (a/b).....Condition vérifiée

❖ Condition de flambement :

Soit : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$; avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ et $B = a \times b$.

Avec :

L_f : Longueur de flambement ;

i : Rayon de giration de la section du béton ;

I : Moment d’inertie calculé dans le plan de flambement le plus défavorable et

B : Aire de la section du béton seul.

Pour un poteau appartenant à un bâtiment à étages multiples, on a :

$L_f = 0.7 \times L_0$;

Avec : L_0 : Longueur libre du poteau.

Tableau II.7: Tableau récapitulatif de vérification des conditions de RPA99 (version 2003)

Niveau	Poteaux	b	A	Condition (1) min (a,b) ≥ 25	he /20	Condition (2) min (a,b) ≥ he/20	$\frac{a}{b}$	Condition (3) 1/4 < a/b < 4
9 ^{ème} étage	30x30	30	30	vérifiée	13.3	Vérifiée	1	vérifiée
8 ^{ème} étage				vérifiée				
7 ^{ème} étage	35x35	35	35	vérifiée	13.3	Vérifiée	1	Vérifiée
6 ^{ème} étage				vérifiée				
5 ^{ème} étage	40x40	40	40	vérifiée	13.3	Vérifiée	1	Vérifiée
4 ^{ème} étage				vérifiée				
3 ^{ème} étage	45x45	45	45	vérifiée	13.3	Vérifiée	1	Vérifiée
2 ^{ème} étage				vérifiée				
1 ^{er} étage	50x50	50	50	vérifiée	13.3	Vérifiée	1	Vérifiée
RDC				vérifiée				

Tableau II.8: Tableau récapitulatif de vérification de la condition de Flambement :

niveau d'étage	section (axb)	b	a	L0 [cm]	L _f	I(cm ⁴)	B (cm ²)	i	λ	λ ≤ 35
9	30x30	30	30	306	214.2	67500	900	8,66	24.73	√
8		30	30	306	214.2	67500	900	8,66	24.73	√
7	35x35	35	35	306	214.2	125052.08	1225	10.10	21.21	√
6		35	35	306	214.2	125052.08	1225	10,10	21.21	√
5	40x40	40	40	306	214.2	213333.33	1600	11.54	18.56	√
4		40	40	306	214.2	213333.33	1600	11.54	18.56	√
3	45x45	45	45	306	214.2	341718.75	2025	12.99	16.49	√
2		45	45	306	214.2	341718.75	2025	12.99	16.49	√
1	50x50	50	50	306	214.2	520833.33	2500	14.43	14.84	√
RDC		50	50	306	214.2	520833.33	2500	14.43	14.84	√

I.6- Pré-dimensionnement des voiles :

I.6- Pré-dimensionnement des voiles :

II.6.1- Voiles de contreventement :

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99/Version 2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux induits par la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après l'article 7.7.1 du RPA 99/Version 2003 sont considérés comme voiles des éléments satisfaisant la condition $L > 4a$ telle que :

L : longueur du voile.

a : épaisseur du voile

L'épaisseur minimale du voile est de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités selon

Les Formules suivantes :

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{306}{20} = 15 \text{ cm}$$

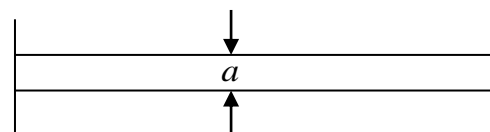


Fig. II.8 : Coupes des voiles en plan.

Donc on adoptera : $a = 15 \text{ cm}$

III.ETUDE D'un plancher

III.1.Introduction:

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

III.2) Plancher à dalle pleine :

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (B.A/E.L 91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec } h_d = 16\text{cm}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1.6\text{cm}$$

Donc ; on prendra $\phi = 8\text{mm}$

• Calcul de l'enrobage :

La fissuration est considérée comme peu nuisible.

$$C_x = a + \frac{\phi}{2} \Rightarrow C_x = (10 + \frac{8}{2})\text{mm} = 14\text{mm}.$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \Rightarrow c_y = (10 + 8 + \frac{8}{2})\text{mm} = 22\text{mm}$$

• Hauteur utile:

$$d_x = h_d - c_x = 16 - 1.4 = 14.6\text{cm}$$

$$d_y = h_d - c_y = 16 - 2.2 = 13.8\text{cm}$$

III.2.1) Evaluation des charges et combinaison fondamentales :

D'après la descente de charge effectuée dans le chapitre (II) ; On a :

$$G=606\text{daN/m}^2 \quad Q=250\text{daN/m}^2$$

a) Combinaisons fondamentales :

Plancher haut sous-sol :

➤ Etat Limite Ultime :

$$\bar{q}_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\bar{q}_u = 1.35 \times 606 + 1.5 \times 250 = 1193.1\text{daN/m}^2$$

pour une bande de 1 m de largeur:

$$q_u = 1193.1 \times 1.00 = 1193.1\text{daN/ml}$$

➤ Etat Limite service :

$$\bar{q}_s = G + Q$$

$$\bar{q}_s = 606 + 250 = 856\text{ daN/m}^2$$

pour une bande de 1 m de largeur:

$$q_s = 856 \times 1.00 = 856\text{daN/ml}$$

b) Calcul des sollicitations :

Etat limite Ultime :

$$\begin{cases} M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } l_x \\ M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} & \text{Suivant la direction } l_y \end{cases}$$

avec:

$$\mu_x \text{ et } \mu_y = f(\xi, \vartheta)$$

$$\xi = l_x / l_y$$

ϑ : coefficient de poisson.

$\vartheta = 0 \rightarrow$ état limite ultime (béton fissuré).

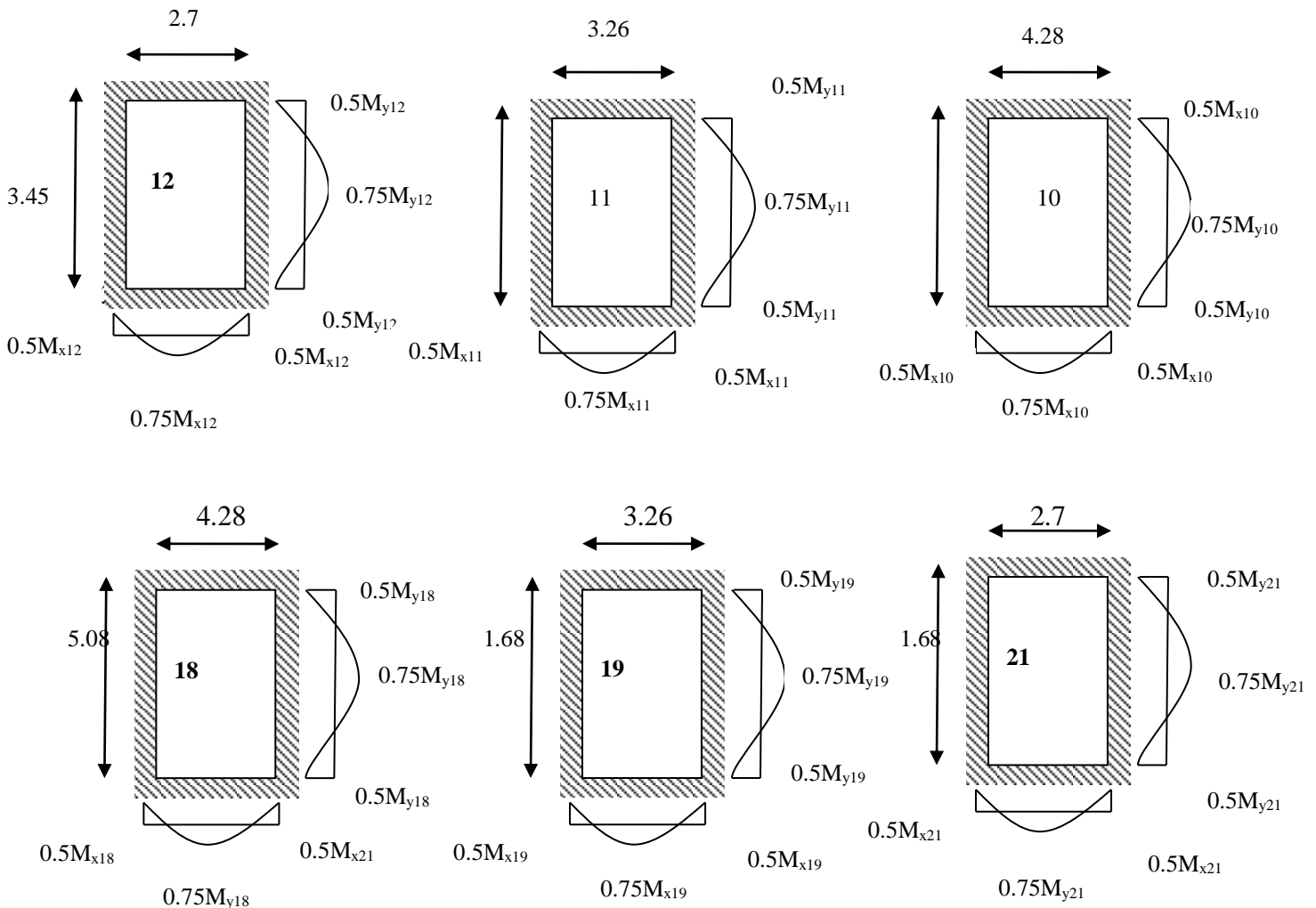
$\vartheta = 0.2 \rightarrow$ état limite service (béton non fissuré).

Etat limite Service :

$$\begin{cases} M_{xs} = \mu_{xs} \times q_s \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } l_x \\ M_{ys} = \mu_{ys} \times M_{xs} & \text{Suivant la direction } l_y \end{cases}$$

c) Mode d'encastrement :

Panneaux continus au-delà de leurs appuis :



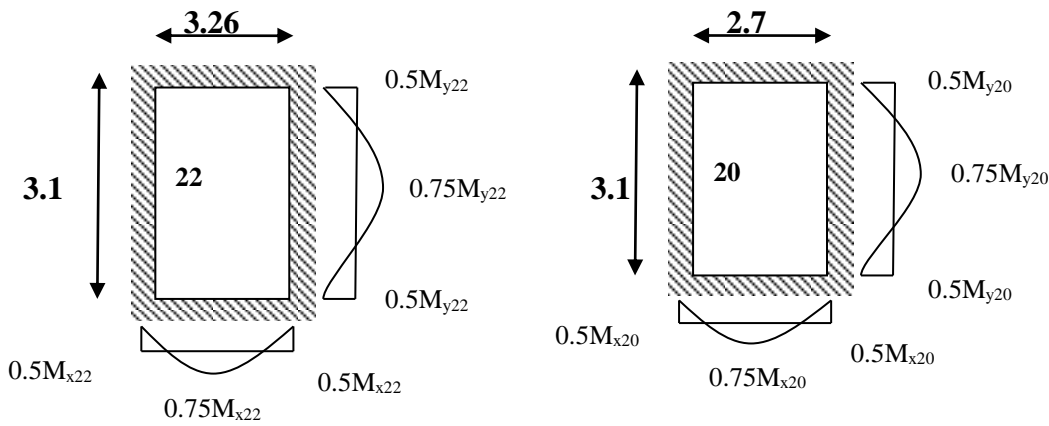


Figure III.1: moment en travée et en appuis (panneau continus au-delà de leurs appuis)

➤ Type (2) : panneaux de rive de deux appuis assurent un encastrement partiel

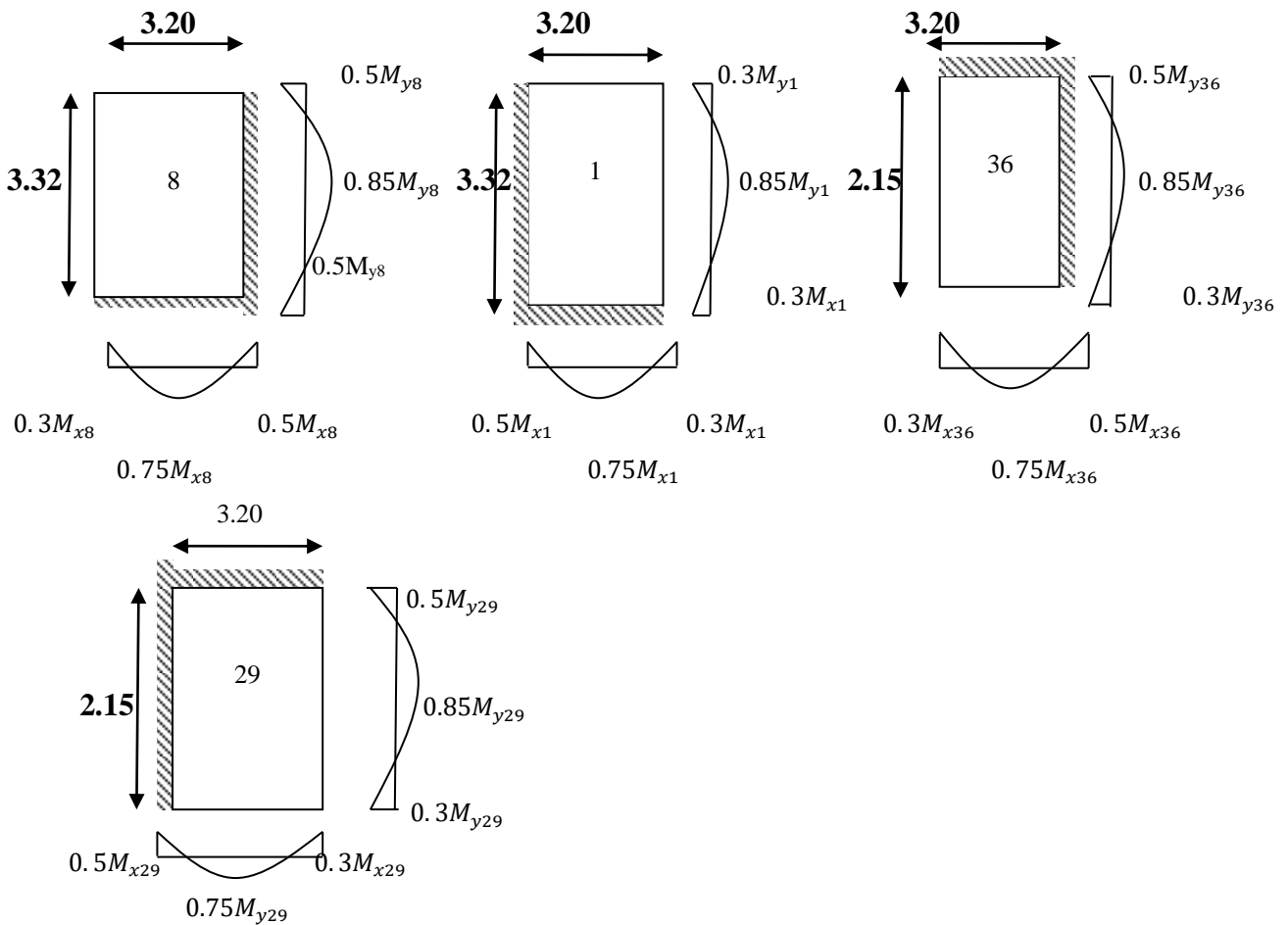
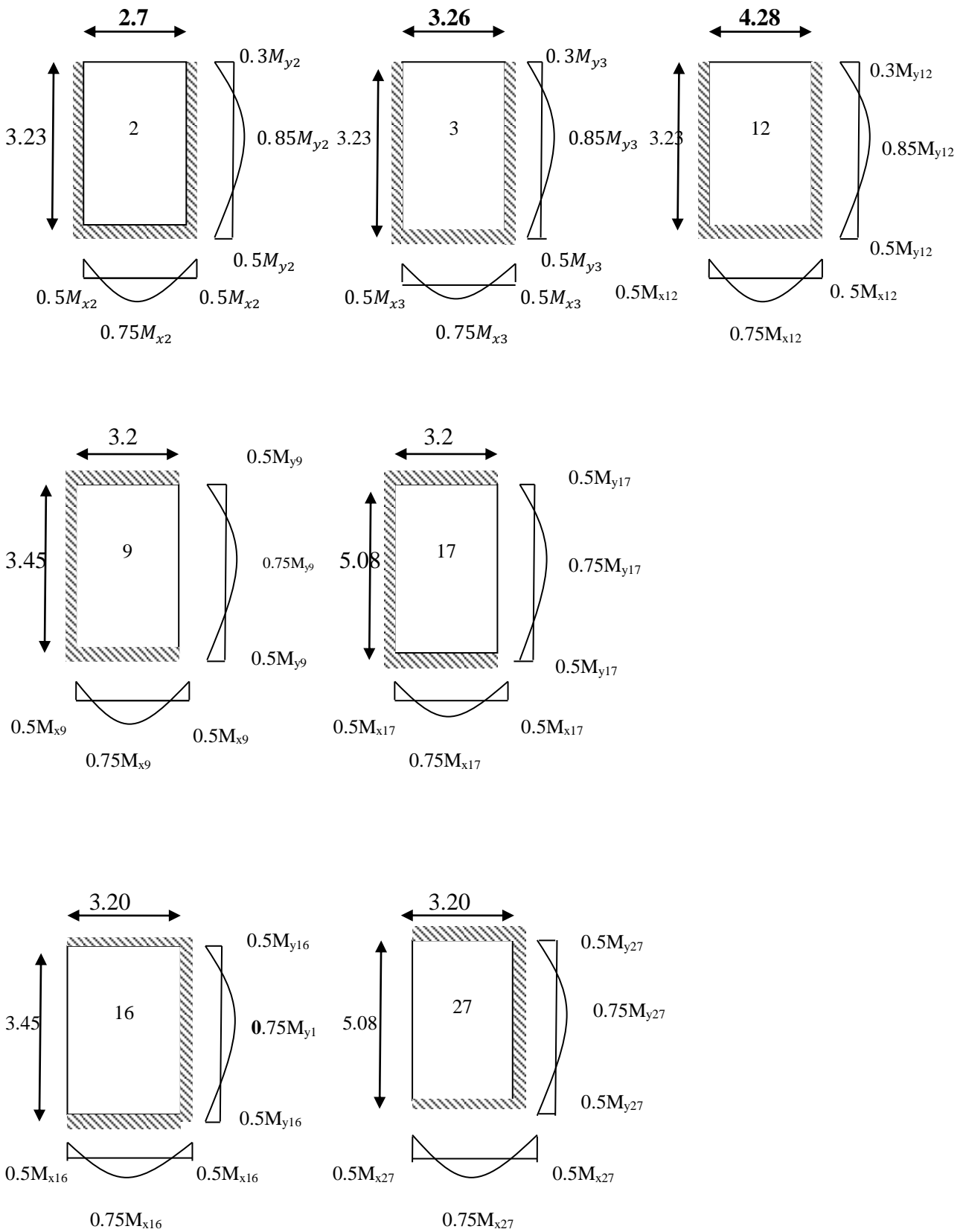


Fig.III.2 : moment en travée et en appuis (panneau de rive dont deux appuis assurent un encastrement partiel)

➤ Type(3) : panneaux continus au-delà de leurs appuis



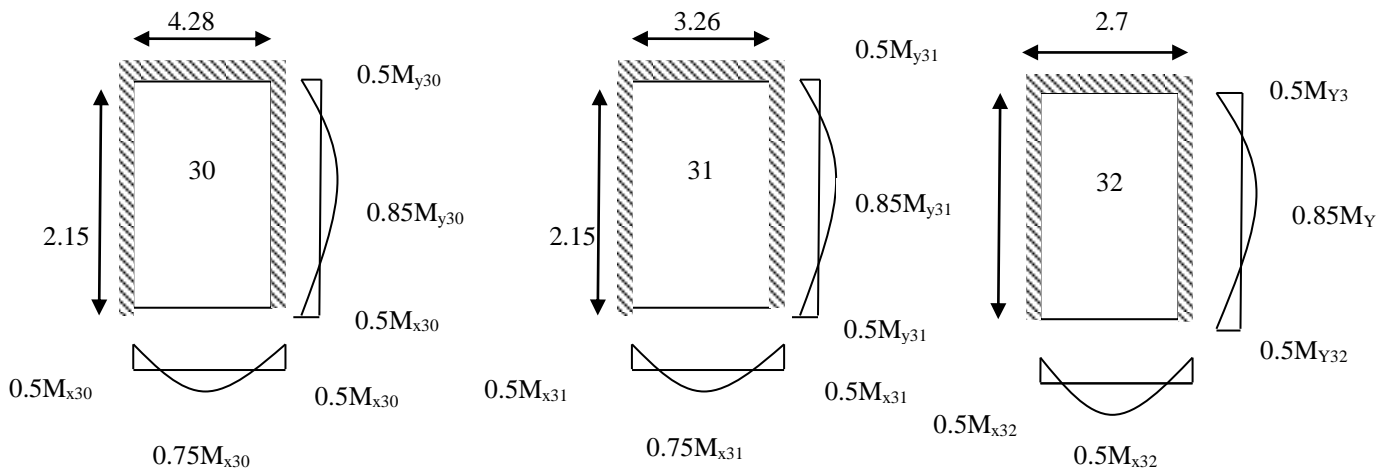


Fig. III. 3 : moment en travée et en appuis (panneau de rive dont un seul appui assurent un encastrement partiel)

III.2.2 calcul des moments fléchissant

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Exemple de calcul détaillé (panneau p18)

$L_x = 4.6$

$L_y = 5.38 \text{ m}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.85$ } La dalle porte suivant
 $0.4 < \rho = 0.85 < 1$ } Les deux directions

➤ **Etat limite ultime :**

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.85 \rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0.0506 \\ \mu_y^u = 0.6864 \end{cases}$ Tableau

$M_x^u = \mu_x^u \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0506 \times 1193.1 \times (4.58)^2 = 1266.36 \text{ daN} \cdot \text{m}$

$M_y^u = \mu_y^u \cdot M_x^u = 0.6864 \times 1266.36 = 869.23 \text{ daN} \cdot \text{m}$

Moment en travée :

$M_{ty}^u = 0.75 \times M_y^u = 0.75 \times 869.23 = 651.92 \text{ daN} \cdot \text{m}$

$M_{tx}^u = 0.75 \times M_x^u = 0.75 \times 1266.36 = 949.77 \text{ daN} \cdot \text{m}$

Moment en appui :

➤ **Appuis intermédiaires :**

$M_{aix}^u = -0.5 \times M_x^u = -0.5 \times 1266.36 = -633.18 \text{ daN} \cdot \text{m}$

$m_{aiy}^u = -0.5 \times M_y^u = -0.5 \times 869.23 = -434.62 \text{ daN} \cdot \text{m}$

➤ **Appui de rive :**

$M_{ary}^u = -0.3 \times M_y^u = -0.3 \times 869.23 = -260.77 \text{ daN} \cdot \text{m}$

$M_{arx}^u = -0.3 \times M_x^u = -0.3 \times 1266.36 = -379.91 \text{ daN} \cdot \text{m}$

➤ **Etat limite de service :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \mu_x = 0.0576 \text{ et } \mu_y = 0.7794 \longrightarrow \text{Tableau}$$

$$M_x^{ser} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,0576 \times 856 \times (4.58)^2 = 1034.25 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_y^{ser} = \mu_y \cdot M_x^{ser} = 0.7794 \times 1034.25 = 806.09 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Moment en travée :

$$M_{ty}^{ser} = 0.75 \times M_y^{ser} = 0.75 \times 806.09 = 544.05 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tx}^{ser} = 0.75 \times M_x^{ser} = 0.75 \times 1034.25 = 775.69 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Moment en appui :

➤ **Appuis intermédiaires :**

$$M_{aix}^{serr} = -0.5 \times M_x^{ser} = -0.5 \times 1034.25 = -517.13 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{aiy}^{ser} = -0.5 \times M_y^{ser} = -0.5 \times 806.09 = -403.05 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

➤ **Appui de rive :**

$$M_{arx}^{serr} = -0.3 \times M_x^{ser} = -0.3 \times 1034.25 = -310.28 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ary}^{serr} = -0.3 \times M_y^{ser} = -0.3 \times 806.09 = -241.83 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant :

Etat		Moment (KN.m)		
		Sens	ELU	ELS
Appui	Mg	X-X	$-0.5M_{0x} = -633.18$	-517.13
		Y-Y	$-0.5M_{0y} = -434.62$	-403.05
	Md	X-X	$-0.3M_{0x} = -379.91$	-310.28
		Y-Y	$-0.3M_{0y} = -260.77$	-241.83
Travée	X-X	$0.75M_{0x} = 949.77$	775.69	
	Y-Y	$0.75M_{0y} = 651.91$	544.05	

Tableau III.3 : tableau récapitulatif de la sollicitation maximale :

Moment	M_{txu}	M_{txs}	M_{axu}	M_{axs}	M_{tyu}	M_{tys}	M_{ayu}	M_{ays}
Niveau	949.77	775.69	633.18	517.13	651.91	544.05	434.62	403.05

III.2.3) Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

a) Sens X-X :

a .1) En travée :

➤ **Etat limite ultime :**

$$M_{tx}^u = 9497.70 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{9497.70}{11.33 \times 100 \times 14.6^2} = 0,04$$

$$\mu = 0.04 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'N' \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_l = 1000\varepsilon_s \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.690$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.724$$

détermination des armatures:

$$A = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{9497.70}{348 \times 0.724 \times 14.6} = 2.58 \text{cm}^2$$

Détermination des armatures minimales :

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haut adhérence de classe FeE400).

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

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 2.58 \text{cm}^2$$

Espacement maximal des armatures:

l'écratement des armatures : $e \leq \min(3h_d; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm}$

Choix des armatures :

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

$$(T10 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

➤ Etat Limite Service :

$$M_{tx}^s = 7756.90 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Section rectangulaire sans } A' \\ \text{- Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{9497.70}{7756.90} = 1.22$$

$$\frac{1.22-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.31 > \alpha = 0.058$$

• Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

les armatures calculées à l'E.L. U seront maintenues.

a.2) En appuis :

$$M_{ax}^u = 6331.80 \text{ N.m}$$

➤ Etat Limite Ultime**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{6331.80}{11.33 \times 100 \times 14.6^2} = 0.028$$

$$\mu = 0.021 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'N' \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_1 = 1000\varepsilon_s \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.036$$

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

détermination des armatures:

$$A = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{6331.80}{348 \times 0.987 \times 14.6} = 1.26 \text{ cm}^2$$

Détermination des armatures minimales :

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haut adhérence de classe FeE400).

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

$$A_a = \max(A_c; A_{\min}) = 1.28 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal des armatures:

l'écratement des armatures : $e \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Choix des armatures :

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

$$(T10 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

➤ Etat Limite Service :

$$M_{ax}^s = 5171.30 \text{ N.m}$$

- Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Section rectangulaire sans } A' \\ \text{- Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{6331.80}{5171.30} = 1.22$$

$$\frac{1.22-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.31 > \alpha = 0.036$$

• Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

les armatures calculées à l'E.L. U seront maintenues.

b) Sens Y-Y :

b.1) En travée :

➤ Etat limite ultime :

$$M_{ty}^u = 6519.20 \text{ Nm}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{6519.20}{11.33 \times 100 \times 13.8^2} = 0.030$$

$$\mu = 0.030 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'N' \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_1 = 1000\varepsilon_s \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.038$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.985$$

détermination des armatures:

$$A = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{6519.20}{348 \times 0.985 \times 13.8} = 1.38\text{cm}^2$$

Détermination des armatures minimales :

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haut adhérence de classe FeE400).

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

$$A_a = \max(A_c; A_{\min}) = 1.38 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal des armatures:

l'écratement des armatures : $e \leq \min(4h_d; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

Choix des armatures :

$$4\text{T}10 \rightarrow A = 3.14\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}10 \rightarrow e = 25\text{cm})$$

➤ **Etat Limite Service :**

$$M_{ty}^s = 544.05\text{N.m}$$

- Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Section rectangulaire sans } A \\ \text{- Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12\text{MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{6519.20}{5440.5} = 1.20$$

$$\frac{1.20-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.30 > \alpha = 0.038$$

• **Conclusion :**

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12\text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

les armatures calculées à l'E.L. U seront maintenues.

b.2) En appuis :

$$M_{aY}^u = 4346.20\text{N.m}$$

➤ **Etat Limite Ultime**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{aY}^u}{\sigma_b \times b \times d_Y^2} = \frac{4346.20}{11.33 \times 100 \times 13.8^2} = 0.020$$

$$\mu = 0.020 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'N' \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_1 = 1000\varepsilon_s \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.025$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.990$$

détermination des armatures:

$$A = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{4346.20}{348 \times 0.990 \times 13.8} = 0.914 \text{ cm}^2$$

Détermination des armatures minimales :

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haut adhérence de classe FeE400).

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

$$A_a = \max(A_c; A_{\min}) = 1.28 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

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

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

➤ **Etat Limite Service :**

$$M_{ay}^s = 4030.50$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A'

- Acier FeE400

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{\gamma f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{4346.20}{4030.50} = 1.1$$

$$\frac{1.1 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.250 > \alpha = 0.025$$

• **Conclusion :**

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

} les armatures calculées à l'E.L. U seront maintenues.

III.2.4. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d_x} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

τ_u : contrainte tangente

$\bar{\tau}_u$: contrainte tangente admissible.

T_u^{\max} : effort tranchant max.

Calcul de T_u^{\max} :

T_u^{\max} est calcul par la forme suivante:

$$T_x^u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$T_y^u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

Le panneau le plus sollicité est le panneau (18) .

Plancher haut sous-sol :

$$T_x^u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{11.931 \times 4.58}{2} \times \frac{(5.38)^4}{(4.58)^4 + (5.38)^4} = 17.91 \text{ KN}$$

$$T_y^u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{11.931 \times 5.38}{2} \times \frac{(5.38)^4}{(4.58)^4 + (5.38)^4} = 21.043 \text{ KN}$$

Donc : $T_u^{max} = 21.043$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d_x} = \frac{21043}{100 \times 14.6 \times 100} = 0.144$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.00 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.144 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.00 \text{ MPa}$ } \Rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires
Il ny a pas reprise de bétonnage

III.2.6) Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h_d}{l_x} \geq \frac{M_{ax}^s}{20 \times M_x}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} ; f_e \text{ en MPa}$$

On fait vérifier pour le panneau le plus défavorable :

$$\frac{h_d}{l_x} = \frac{16}{458} = 0.03$$

$$\frac{M_{ax}^s}{20 \times M_x^s} = \frac{775.69}{20 \times 1034.25} = 0.04$$

$$\text{Donc : } \frac{h_d}{l_x} < \frac{M_{ax}^s}{20 \times M_x}$$

➤ Puisque la 1^{ère} condition n'est pas vérifiée ; on doit faire le calcul de la flèche.

Calcul de la flèche : (principe)

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times l^2}{10 E_v \times I_{f_{gv}}}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \times l^2}{10 E_j \times I_{f_{ji}}}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times l^2}{10 E_i \times I_{f_{pi}}}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{fi}}$$

avec:

Δf_t : la flèche total.

f_{gv} : la flèche maximal due aux charges permanentes après mise en place des cloisons(g) sous charge de longue durée d'application.

f_{ji} : la flèche maximal due aux charges permanentes avant mise en place des cloisons(j) sous charge de longue durée d'application.

f_{pi} : la flèche maximal due aux charges totales($P = G + Q$) sous charge de faible durée d'application.

f_{gi} : la flèche maximal due aux charges permanentes après mise en place des cloisons(g) sous charge de faible durée d'application.

M : le moment de flexion dans la section étudiée pour l'état de service considéré.

L : la portée du panneau le plus défavorable.

E_i : le module d'élasticité longitudinal pour les déformations instantanées.

E_v : le module d'élasticité longitudinal pour les déformations différées

$$(E_v = \frac{1}{3} E_i).$$

$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$: Le moment d'inertie, fictif pour les déformations instantanées

$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$: Le moment d'inertie, fictif pour les déformations de longue

I_0 : Le moment d'inertie de la section homogène (avec : $n=15$) ; par rapport à un passant par le C.D.G

❖ Calcul de la flèche :

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

➤ Calcul des charges :

g: charge permanente après mise en place des cloisons:

$$g = 606 \times 1.00 = 606 \text{ daN/m}_L.$$

j: charge permanente avant mise en place des cloisons:

$$j = (g-75) \times 1.00 = 531 \times 1.00 = 531 \text{ daN/m}_L.$$

P: charge totale ($p = G+Q$):

$$P = (606+250) \times 1.00 = 856 \text{ daN/m}_L$$

➤ Calcul des moments fléchissant :

$$M_{tg}^S = 0.75 \times M_{tx}^g = 0.75 \times \mu_x \times g \times l_x^2 = 0.75 \times 0.0576 \times 606 \times (4.58)^2 = 549.15 \text{ daN.m}$$

$$M_{tj}^S = 0.75 \times M_{tx}^j = 0.75 \times \mu_x \times j \times l_x^2 = 0.75 \times 0.0576 \times 531 \times (4.58)^2 = 481.18 \text{ daN.m}$$

$$M_{tp}^S = 0.75 \times M_{tx}^p = 0.75 \times \mu_x \times p \times l_x^2 = 0.75 \times 0.0576 \times 856 \times (4.58)^2 = 775.69 \text{ daN.m}$$

• **Modules de déformations longitudinaux :**

$$Ei = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 29859 \text{ MPa}$$

$$Ev = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10043 \text{ MPa}$$

Moment d'inertie de la section homogène :

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

Coordonnées du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + n \times A \times d}{b \times h + n \times A}$$

$$V_1 = \frac{100 \times 16 \times 8 + 15 \times 3.14 \times 14.4}{100 \times 16 + 15 \times 3.14} = 8.18 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 7.82 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b V_1^3}{3} + \frac{b_0 V_2^3}{3} + n \times A \times (V_2 - C)^2$$

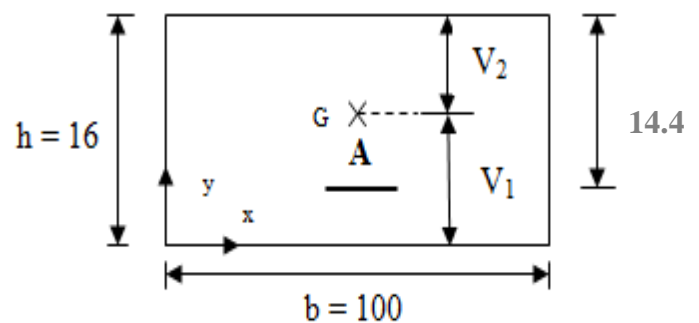


Fig.III.4: Coordonnées de centre de gravité

$$I_0 = \frac{100 \times 8.18^3}{3} + \frac{100 \times 7.82^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (7.82 - 1.6)^2 = 36007.39 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = 100 \rho = 100 \cdot \frac{A}{b_0 \cdot d} = 100 \cdot \frac{3.14}{100 \times 14.4} = 0.218 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0.925$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{tg}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d_x} = \frac{5491.50}{3.14 \times 0.925 \times 14.4} = 131.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{tj}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d_x} = \frac{4811.80}{3.14 \times 0.925 \times 14.4} = 115.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_{tp}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d_x} = \frac{7756.90}{3.14 \times 0.925 \times 14.4} = 185.50 \text{ MPa}$$

➤ Calcul du μ_g , μ_j et μ_p :

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 1,8 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 1,8}{4 \times 0,00218 \times 131,3 + 1,8} = -0,07$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 1,8}{4 \times 0,00218 \times 115,05 + 1,8} = -0,12$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 1,8}{4 \times 0,00218 \times 185,50 + 1,8} = 0,08$$

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

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

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0,05 \times 1,8}{5 \times 0,00218} = 8,26$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 8,26 = 3,304$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \times 36007,39}{1 + (8,26 \times 0,07)} = 25097,03 \text{ cm}^4$$

$$I_{fj}^i = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = \frac{1,1 \times 36007,39}{1 + (8,26 \times 0,12)} = 19891,59 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = \frac{1,1 \times 36007,39}{1 + (8,26 \times 0,08)} = 23848,83 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_{tg}^{ser} \cdot L^2}{10E_v \cdot I_{fg}^v} = \frac{5491,50 \times 458^2}{10 \times 10043 \times 25097,03} = 0,46 \text{ cm}$$

$$f_g^i = \frac{M_{tg}^{ser} \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fg}^i} = \frac{5491,50 \times 458^2}{10 \times 29859 \times 25097,03} = 0,15 \text{ cm}$$

$$f_j^i = \frac{M_{tj}^{ser} \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fj}^i} = \frac{4811,80 \times 458^2}{10 \times 29859 \times 19891,59} = 0,17 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_{tp}^s \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fp}^i} = \frac{7756,90 \times 458^2}{10 \times 29859 \times 23848,83} = 0,23 \text{ cm}$$

La flèche totale :

$$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) = (0,46 - 0,17) + (0,23 - 0,15) = 0,37 \text{ cm}$$

La flèche admissible :

$$\Delta f_{t,\max} = \frac{l}{500} \Rightarrow \Delta f_{t,\max} = \frac{458}{500} = 0,92 \text{ cm}$$

$0,37 \text{ cm} < 0,92 \text{ cm} \Rightarrow$ la flèche est vérifiée

III.3. Étude du plancher à corps creux :

Dans notre structure, les planchers sont en corps creux (16+4 =20cm)

Plancher = poutrelles + corps creux + dalle de compression

- 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 entre-nervures en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges.

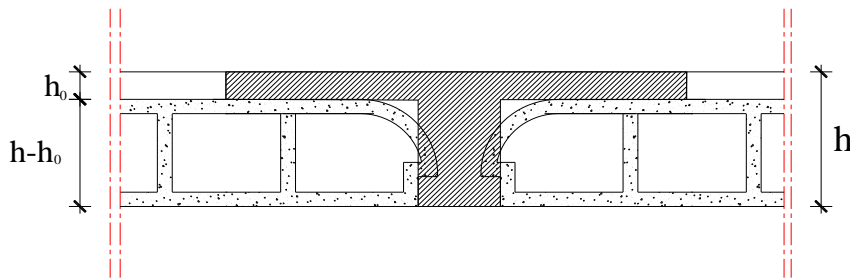


Fig.III.5 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

III.3.1- Détermination des dimensions des poutrelles :

Pour notre projet, nous avons un seul type de planchers à corps creux dans les différents étages : Hauteur de 20 cm, dont 16 cm pour le corps creux et 4 cm pour la dalle de compression.

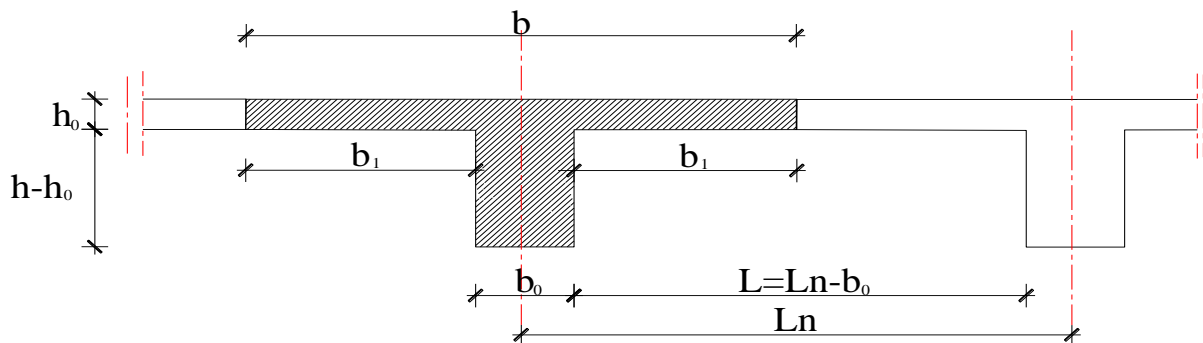


Figure III.6:Section de calcul d'un plancher à corps creux.

$$\begin{cases} h_t = 20 \text{ cm} \\ h_1 = 16 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après [BAEL91/A.4.1,3], on a :

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} ; \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \text{ et} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases}$$

Avec :

- L_n : Distance entre axes des nervures ($L_n = 60$ cm) [DTRB.C.2.2/Annexe C3] ;

- L : Portée entre nus d'appuis ($L = 4.30$ m) ;

- h_0 : Hauteur maximale de la dalle de compression et

- b_0 : Epaisseur de la nervure ($b_0 = 12$ cm).

Donc :

$$\begin{cases} b_1 \leq 24 \text{ cm} \\ b_1 \leq 43 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend $b_1 = 24$ cm.

La largeur de la dalle de compression est donc :

$$b = 2b_1 + b_0 = 60 \text{ cm.}$$

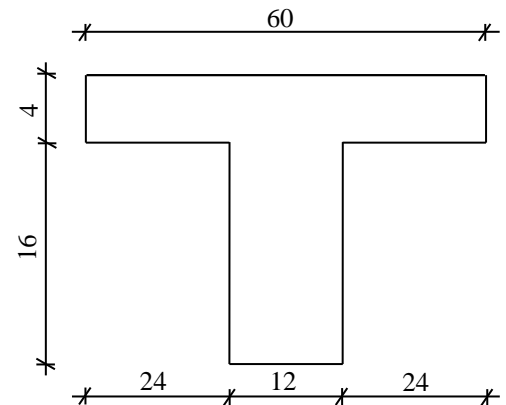


Fig.III.7: Section de calcul

III.3.2- Ferrailage de la dalle de compression : [BAEL91/B.6.8,423] :

D'après les règles **BAEL91**, l'épaisseur minimale de la dalle de compression est de :

$$h_{0\min} = 4 \text{ cm.}$$

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

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

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

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- Si : $L_n \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$;
- Si : $50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$
- Les armatures parallèles aux nervures, doivent avoir une section : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

Avec :

f_e : Limite d'élasticité en [MPa].

a) Armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}) :

• Détermination des armatures :

Dans notre plancher, on a :

$$L_n = 60 \text{ cm} \Rightarrow 50 \text{ cm} < L_n < 80 \text{ cm}$$

On prendra : $\phi_6 \rightarrow f_e = 520 \text{ MPa}$

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} = \frac{4 \cdot 60}{520} \Rightarrow A_{\perp} = 0.46 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Choix des armatures :

$$5\phi_6/ml \longrightarrow A = 1.41 \text{ cm}^2/m$$

$$(\phi_6 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

b) Armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$) :

- Détermination des armatures :

$$\text{On a : } A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures x^2 :

$$5\varnothing 6/\text{ml} \longrightarrow A = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\varnothing 6 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

Choix : Le treillis soudé adopté est : TS $\varnothing 6$ (200x200) mm².

III.3.3- Etude des poutrelles :

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales) surmontées par une dalle générale à laquelle elle sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres, les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité, éventuellement par des conditions complémentaires : [CBA93/B.6.2,20].

- Evaluation des charges :

Les poutrelles supportent les charges suivantes :

1^{er} → 9^{ème} étage :

$$\begin{cases} G = 486 \text{ dan/m}^2 \\ Q = 150 \text{ dan/m}^2 \end{cases}$$

Plancher terrasse :

$$\begin{cases} G = 681 \text{ dan/m}^2 \\ Q = 100 \text{ dan/m}^2 \end{cases}$$

- Combinaisons fondamentales :

-Etat limite ultime :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5Q$$

$$\bar{q}_u = q_u \times 0.6$$

a) 1^{er} étage et plus :

➤ **Etat Limite Ultime :**

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5Q = 1.35 \times 486 + 1.5 \times 150 = 881.1 \text{ daN/ml}$$

$$\bar{q}_u = q_u \times 0.6 = 881.1 \times 0.6 = 528.66 \text{ daN/m}$$

➤ **Etat Limite Service :**

$$q_s = G + Q = 486 + 150 = 636 \text{ daN/ml}$$

$$\bar{q}_s = q_s \times 0.6 = 636 \times 0.6 = 381.6 \text{ daN/ml}$$

b) Terrasse :

➤ **Etat Limite Ultime :**

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5Q = 1.35 \times 681 + 1.5 \times 100 = 1069.35 \text{ daN/ml}$$

$$\bar{q}_u = q_u \times 0.6 = 1069.35 \times 0.6 = 641.61 \text{ daN/ml}$$

➤ **Etat Limite Service :**

$$q_s = G + Q = 681 + 100 = 781 \text{ daN/ml}$$

$$\bar{q}_s = q_s \times 0.6 = 781 \times 0.6 = 468.6 \text{ daN/ml}$$

On prend le planché terrasse comme un exemple de calcul parce que c'est le plus défavorable

Remarque :

Voir les tableaux des charges « chapitre II ».

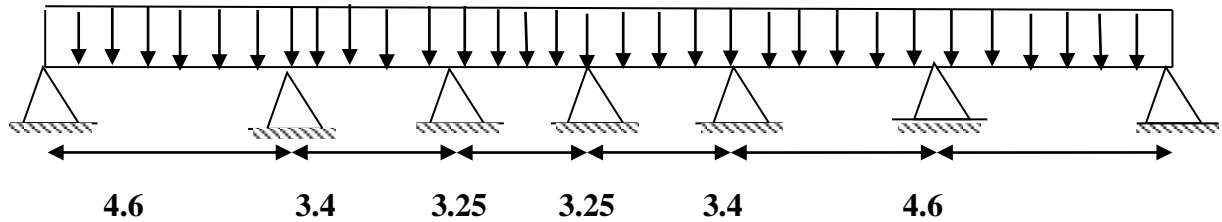
❖ Types de poutrelles :

On distingue les poutrelles dont les schémas statiques sont :

TYPE : 1

$q_u = 641.61 \text{ daN/m}$

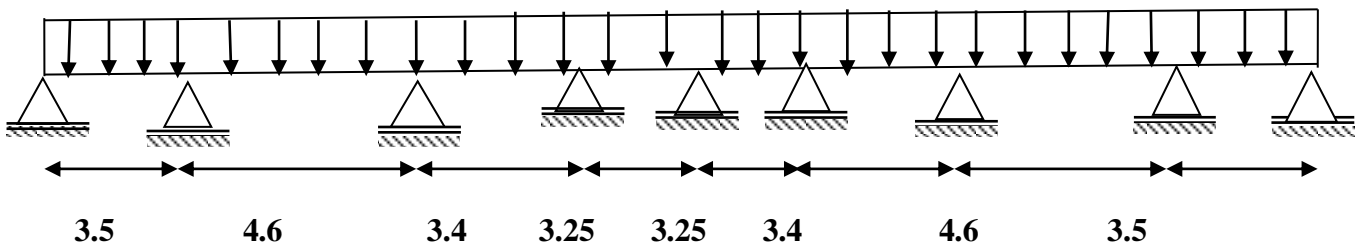
$q_s = 468.6 \text{ daN/m}$



TYPE : 2

$q_u = 641.61 \text{ daN/m}$

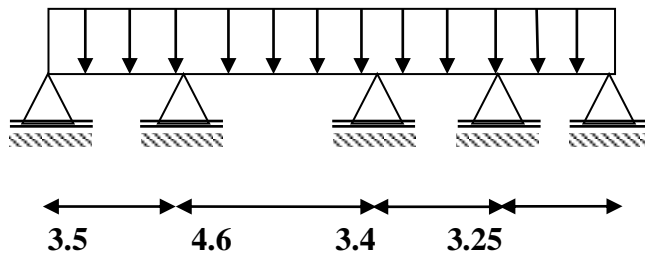
$q_s = 468.6 \text{ daN/m}$



TYPE : 3

$q_u = 641.61 \text{ daN/m}$

$q_s = 468.6 \text{ daN/m}$



TYPE : 4

$q_u = 641.61 \text{ daN/m}$

$q_s = 468.6 \text{ daN/m}$

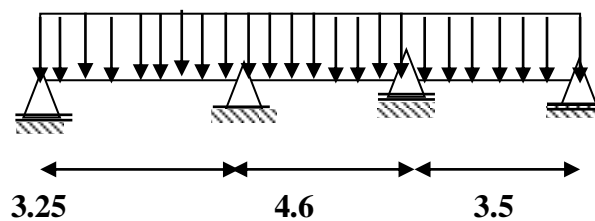


Fig.III.8 : schéma statique de poutrelles

Méthode forfaitaire : pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée ; [CBA93/B6.2.21]

Méthode de A. Caquot : pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée. [CBA93/B.6.2.22].

III.3.3.1) Méthode forfaitaire :

Domaine d'application :

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- Les valeurs des charges d'exploitation respectent la condition :
 $Q \text{ [daN/m}^2\text{]} \leq \min (2G ; 500 \text{ daN/m}^2)$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 et
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Le principe de la méthode :

Soit : M_0 Valeur maximale du moment fléchissant de la travée considérée supposée indépendante (poutre simplement appuyée) (voir figure III.9.a) ;

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

M_t : Moment maximum en travée.

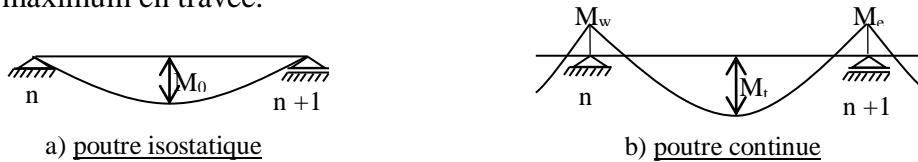


Fig.III.9: Définition des moments

• Moments en travées :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \{ (1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05 M_0 \}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{(Pour une travée intermédiaire).}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{(Pour une travée de rive)}$$

-Moments sur appuis de rive : Mar

$Mar = 0 \rightarrow$ pour appuis simples ;

$Mar = -0.2 M_0 \rightarrow$ pour un encastrement partiel et

$Mar = -0.4 M_0 \rightarrow$ pour un encastrement parfait.

-Moments sur appuis intermédiaires : Mai (figure III.10)

$Mai = -0.6 M_0 \rightarrow$ cas d'une poutre à deux travées ;

$Mai = -0.5 M_0 \rightarrow$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées et ;

$Mai = -0.4 M_0 \rightarrow$ pour les autres appuis intermédiaires.

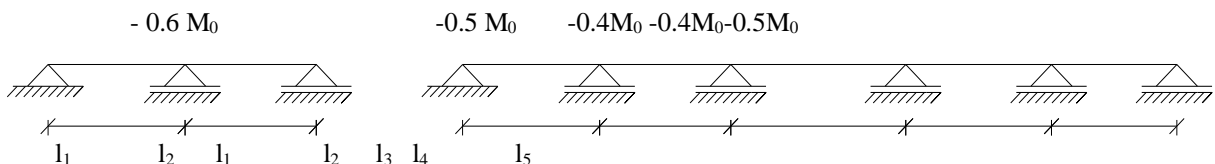


Fig.III.10: Moments sur appuis intermédiaires

✓ **Remarque :**

- Pour le calcul des moments en appuis, on prend la valeur maximale du moment de part et d'autre de l'appui ;

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

$-Q = 100 \text{ daN/m}^2 \leq \min(2 \times 681; 500) \text{ daN/m} = 500 \text{ daN/m}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

-Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées \rightarrow Condition vérifiée.

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

$$-0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \rightarrow \begin{cases} 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{460}{340} = 1,35 > 1,25 \text{ (Type 01)} \\ \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{350}{460} = 0,76 < 0,8 \text{ (Type 02)} \\ \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{350}{460} = 0,76 < 0,8 \text{ (Type 03)} \rightarrow \text{condition non vérifiée.} \\ \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{325}{460} = 0,7 < 0,8 \text{ (Type 04)} \end{cases}$$

-fissuration peu nuisible \rightarrow condition vérifiée.

Conclusion :

Une des conditions n'est pas vérifiée pour les 4 types de poutrelles.

\Rightarrow La méthode forfaitaire n'est pas applicable

Donc on applique la méthode de Caquot minorée.

III.3.3.2) Méthode de Caquot minorée :**➤ Domaine d'application : [CBA93/B6.2.2.1]**

Dans le cas où l'une des quatre conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de Caquot, mais il faut diminuer les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et 2/3 ; les valeurs des moments en travée sont majorées en conséquence.

➤ Principe de la méthode : [CBA93/ B 6.2,221]

Caquot a établi une méthode de calcul directe et pratique qui a l'avantage de libérer le projeteur de toute résolution de système d'équations linéaires. En effet, l'auteur a basé sa méthode sur la théorie générale des poutres continues, mais en considérant que le moment sur un appui donné ne dépend principalement que des charges situées sur les travées adjacentes à cet appui. Cette judicieuse hypothèse simplifie énormément les calculs et réduit ainsi le problème à l'étude d'une série des poutres à deux travées une fois hyperstatique.

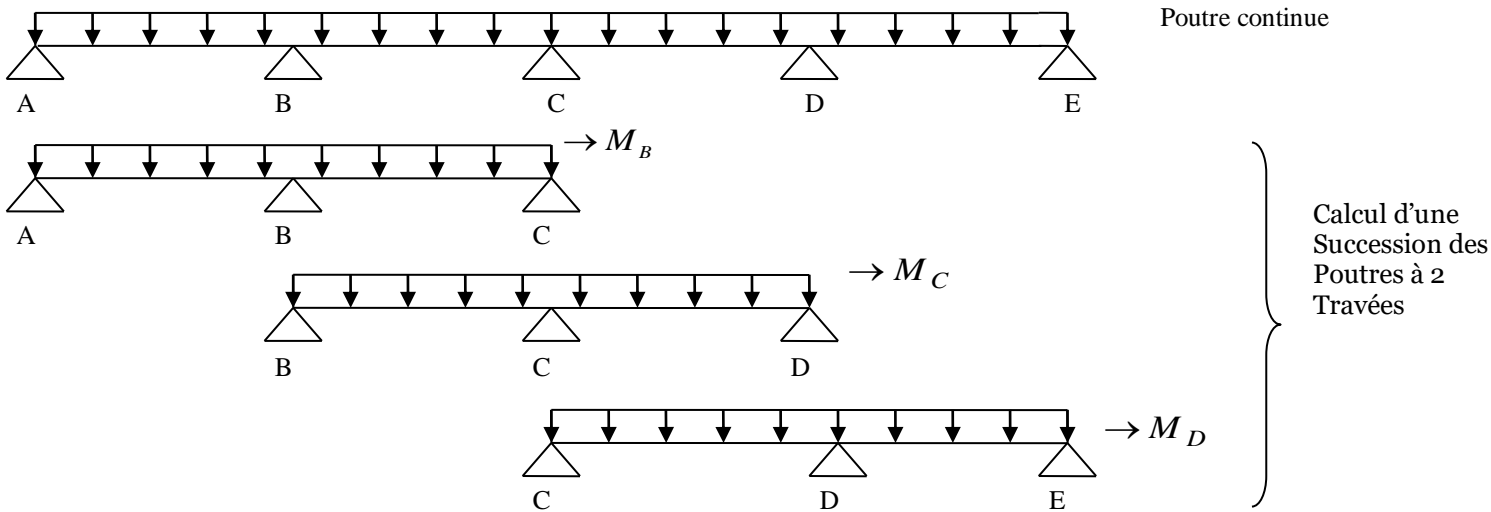


Fig.III.14 : Représentation de la méthode de Caquot.

➤ Moments sur appuis intermédiaires :

$$M_i = \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$$

Avec :

$l'_w = 1$: pour une travée de rive ;

$l'_e = 0.8 l$: pour une travée intermédiaire;

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

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 (West et East) de la travée ;

x : abscisse variant de 0 à l ;

$$M(x) = M_{\max} \Rightarrow ? \quad T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x =$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql}$$

Avec :

$$M_0(x) = q \frac{x}{2} (l - x)$$

➤ **Efforts tranchants :**

$$T_w = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l}$$

$$T_e = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l}$$

III.3.3.2.1. Application de méthode Caquot :

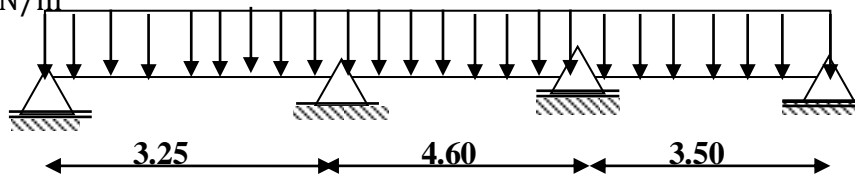
On prend le type 4 comme exemple.

TYPE 4 :

Schéma statique :

$$q_u = 641.61 \text{ daN/m}$$

$$q_s = 468.6 \text{ daN/m}$$



Combinaisons fondamentales (Plancher terrasse) :

➤ **Etat limite ultime :**

$$q_u = 1069.35 \text{ daN/ml}$$

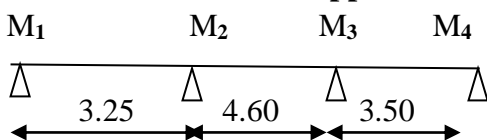
$$q_u^r = (1.35 \times 2G/3 + 1.5P) \times 0.6 = (1.35 \times 2/3 \times 681 + 1.5 \times 100) \times 0.6 = 457.74 \text{ daN/ml.}$$

➤ **Etat limite de service :**

$$q_s = 781 \text{ daN/ml}$$

$$q_s^r = (2G/3 + P) \times 0.6 = (2/3 \times 681 + 100) \times 0.6 = 332.4 \text{ daN/ml.}$$

Moment fléchissant en appuis



Travée de rive :

$$L'_1 = l_1 = 3.25 \text{ m}$$

$$L'_3 = l_3 = 3.5 \text{ m}$$

Travée intermédiaire :

$$L'_2 = 0.8 \times l_2 = 0.8 \times 4.6 = 3.68 \text{ m}$$

En appuis de rive :

$$M_i = -0.2 \times M_0 = -0.2 \times \frac{q^r \times l^2}{8}$$

En appui intermédiaire :

$$M_i = -\frac{q^r \times (l_w'^3 + l_e'^3)}{8.5 \times (l_w + l_e)}$$

Avec : l'_w et l'_e : les lings fictifs

➤ **Etat limite ultime :**

Appuis de rives A et D :

$$M_A = -0.2 \times \frac{457.74 \times 3.25^2}{8} = -121 \text{ daN.m}$$

$$M_D = -0.2 \times \frac{457.74 \times 3.5^2}{8} = -140.2 \text{ daN.m}$$

Appuis intermédiaire :

$$M_B = -\frac{q_u^r \times (l_1^3 + l_2^3)}{8.5(l_1 + l_2)} = -\frac{457.74 \times (3.25^3 + 3.68^3)}{8.5(3.25 + 3.68)} = -654 \text{ daN.m}$$

$$M_C = -\frac{q_u^r \times (l_2^3 + l_3^3)}{8.5(l_2 + l_3)} = -\frac{457.74 \times (3.68^3 + 3.5^3)}{8.5(3.68 + 3.5)} = -695 \text{ daN.m}$$

➤ **Etat limite service :**

Appuis de rives A et D :

$$M_A = -0.2 \times \frac{332.4 \times 3.25^2}{8} = -87.8 \text{ daN.m}$$

$$M_D = -0.2 \times \frac{332.4 \times 3.5^2}{8} = -101.8 \text{ daN.m}$$

Appuis intermédiaire :

$$M_B = -\frac{q_s^r \times (l_1^3 + l_2^3)}{8.5(l_1 + l_2)} = -\frac{332.4 \times (3.25^3 + 3.68^3)}{8.5(3.25 + 3.68)} = -475 \text{ daN.m}$$

$$M_C = -\frac{q_s^r \times (l_2^3 + l_3^3)}{8.5(l_2 + l_3)} = -\frac{332.4 \times (3.68^3 + 3.5^3)}{8.5(3.68 + 3.5)} = -505 \text{ daN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant :

L'effort à l'appui gauche :

$$T_g = \left(\frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l} \right) + \frac{ql_i}{2}$$

L'effort à l'appui droit :

$$T_d = \left(\frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l} \right) - \frac{ql_i}{2}$$

➤ **Etat Limite Ultime :**

Travée	qu(daN/m)	L (m)	Mw (daN.m)	Me (daN.m)	Tw (daN)	Te (daN)
A-B	6,4161	3.25	121	654	878.62	1206.62
B-C	6,4161	4.6	654	695	1466.79	1484.62
C-D	6,4161	3.5	695	140	1281.39	964.25

Calcul d'abscisse de M_T maximum (x_0) :

$$X_0 = \frac{l}{2} - \left(\frac{M_{i-1} - M_i}{l_i \cdot q} \right)$$

➤ **Etat limite ultime :**

Travée A-B :

$$X_{01} = \frac{l}{2} - \left(\frac{M_A - M_B}{l_1 \cdot q_u} \right) = 1.37m$$

Travée B-C :

$$X_{02} = \frac{l}{2} - \left(\frac{M_B - M_C}{l_2 \cdot q_u} \right) = 2.29m$$

Travée C-D :

$$X_{03} = \frac{l}{2} - \left(\frac{M_C - M_D}{l_3 \cdot q_u} \right) = 1.5m$$

Remarque :

On trouve les mêmes valeurs en l'état limite service

Moments fléchissant en travées :

➤ **Etat Limite Ultime :**

Travée A-B:

$$M_T = \left(\frac{q_u \times l_1}{2} \cdot X - q_u \frac{X^2}{2} \right) - \left(\frac{M_A - M_B}{l_1} \right) \cdot X + M_A$$

$M_T=481 \text{ daN.m}$

Travée B-C:

$$M_T = \left(\frac{q_u \times l_2}{2} \cdot X - q_u \frac{X^2}{2} \right) - \left(\frac{M_B - M_C}{l_2} \right) \cdot X + M_B$$

$M_T=1022 \text{ daN.m}$

Travée C-D:

$$M_T = \left(\frac{q_u \times l_3}{2} \cdot X - q_u \frac{X^2}{2} \right) - \left(\frac{M_C - M_D}{l_3} \right) \cdot X + M_D$$

$M_T=584 \text{ daN.m}$

➤ **Etat Limite Service :**

Travée A-B:

$$M_T = \left(\frac{q_s \times l_1}{2} \cdot X - q_s \frac{X^2}{2} \right) + \left(\frac{M_A - M_B}{l_1} \right) \cdot X + M_A$$

$M_T=352 \text{ daN.m}$

Travée B-C:

$$M_T = \left(\frac{q_s \times l_2}{2} \cdot X - q_s \frac{X^2}{2} \right) + \left(\frac{M_B - M_C}{l_2} \right) \cdot X + M_B$$

$M_T=750 \text{ daN.m}$

Travée C-D:

$$M_T = \left(\frac{q_s \times l_3}{2} \cdot X - q_s \frac{X^2}{2} \right) + \left(\frac{M_C - M_D}{l_3} \right) \cdot X + M_C$$

$M_T=428 \text{ daN.m}$

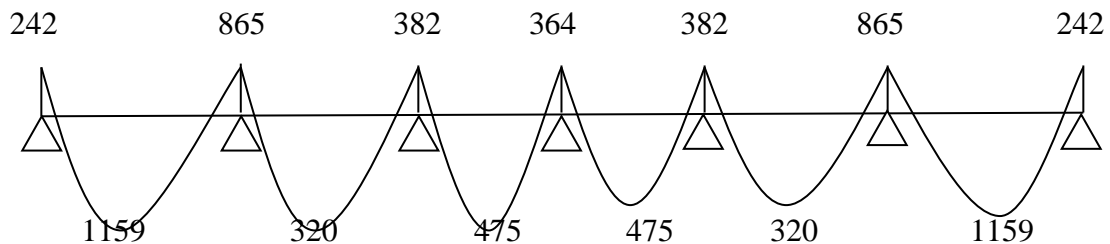
Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants :

M : en [daN.m]

T : en [daN]

Type 1 :

➤ **Etat Limite Ultime :**



➤ **Etat Limite Service :**

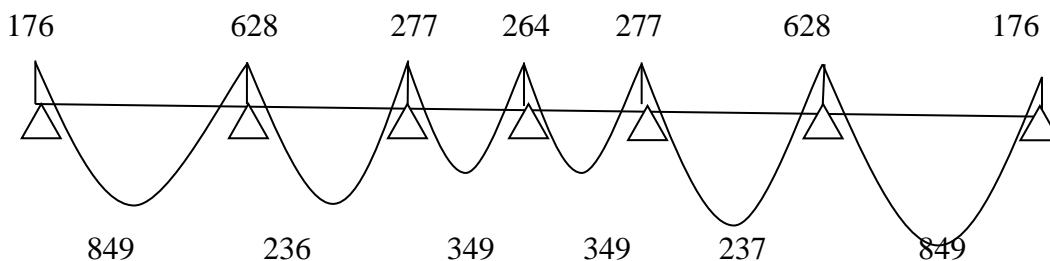


Fig. III. 15.1 : Diagramme des moments fléchissant de type 1.

➤ **Etat Limite Ultime**

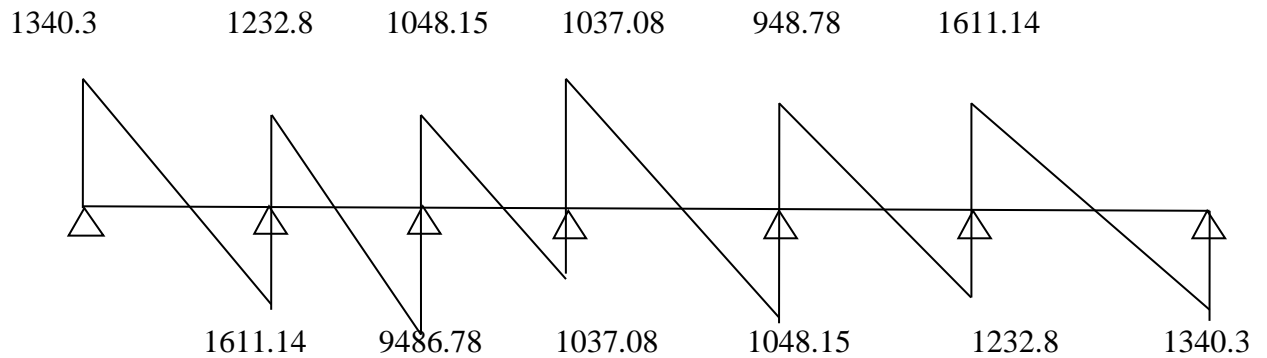
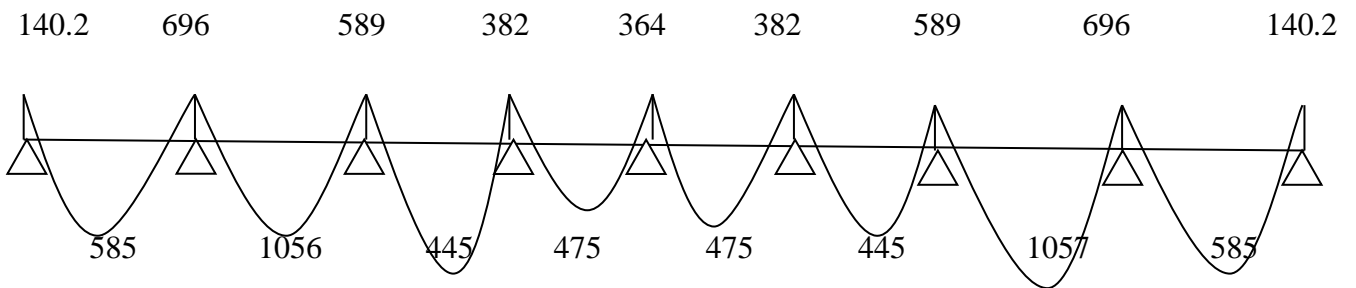


Fig. III. 15.2 : Diagramme des efforts tranchant de type 1.

Type 2 :

➤ **Etat Limite Ultime :**



➤ **Etat Limite Service :**

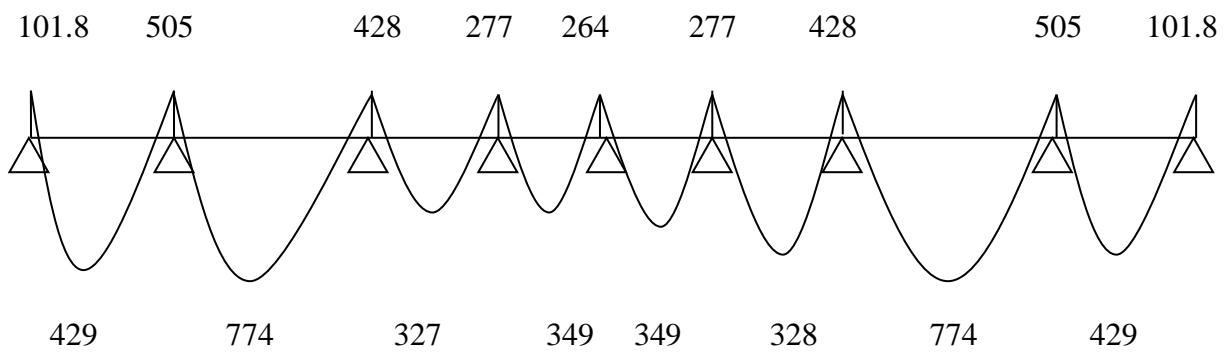


Fig. III. 16.1 : Diagramme des moments fléchissant de type 2.

➤ **Etat Limite Ultime**

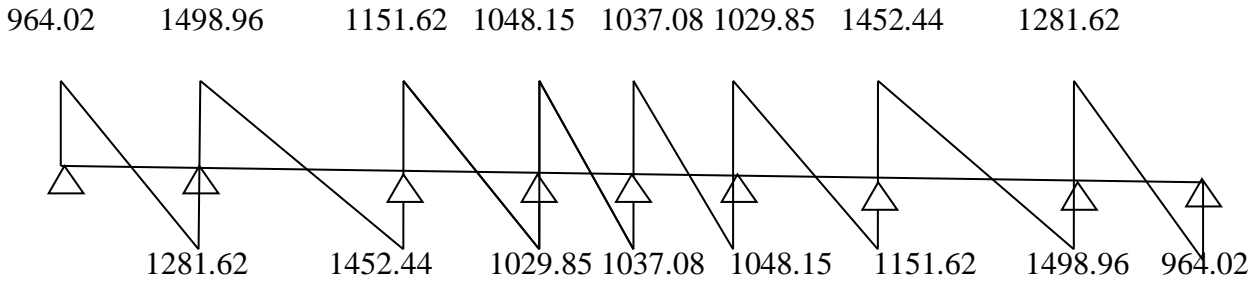
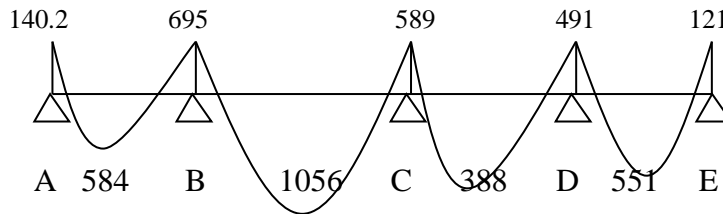


Fig. III. 16.2 : Diagramme des efforts tranchants

TYPE 03 :

➤ **Etat Limite Ultime**



➤ **Etat Limite Service :**

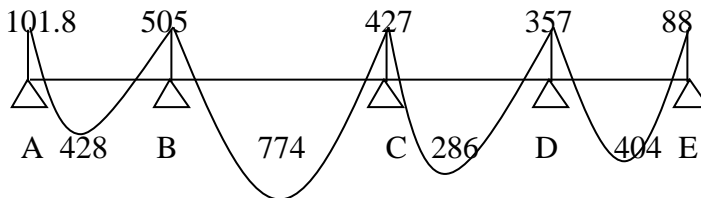


Fig. III. 17.1 : Diagramme des moments fléchissant de type 3.

➤ **Etat Limite Ultime :**

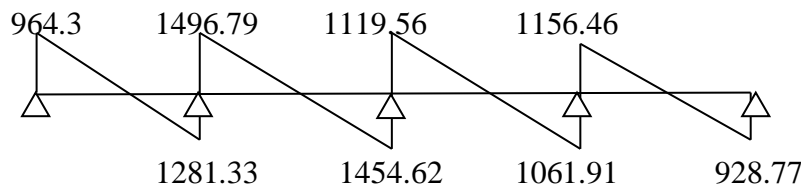
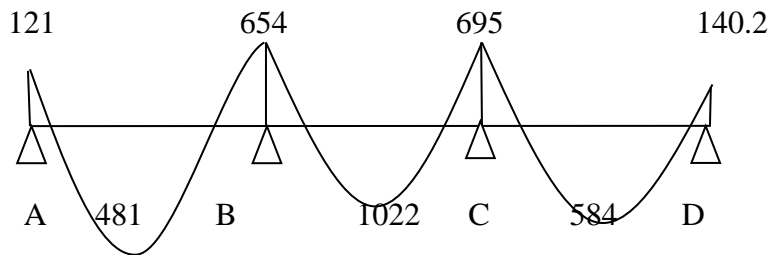


Fig. III. 17.2 : Diagramme des efforts tranchants

TYPE 04 :

➤ **Etat Limite Ultime**



➤ **Etat Limite Service**

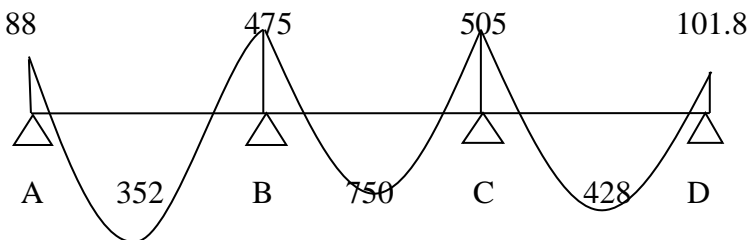


Fig. III. 18.1 : Diagramme des moments fléchissant de type 4.

➤ **Etat Limite Ultime**

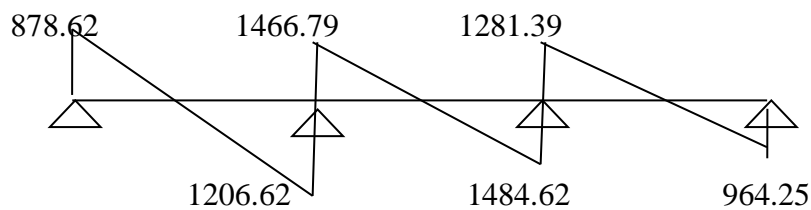


Fig. III. 18.2 : Diagramme des efforts tranchants

Tableau III.4 : tableau récapitulatif des moments fléchissant et des efforts maximaux

Type	Moment en travée daN.m		Moment en appuis daN.m		Efforts tranchants daN
	ELU	ELS	ELU	ELS	
1	1159	849	865	628	1611.14
2	1057	774	696	505	1498.96
3	1056	774	695	505	1496.79
4	1022	750	695	505	1466.79

Conclusion :

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

Etat limite ultime :

$$M_t^u = 1159 \text{ daN.m}$$

$$M_a^u = 865 \text{ daN.m}$$

Etat limite service :

$$M_t^s = 849 \text{ daN.m}$$

$$M_a^s = 628 \text{ daN.m}$$

$$T_{\max} = 1611.14 \text{ daN}$$

III.3.3.3-Détermination des armatures :**➤ En travées :****➤ Etat Limite Ultime :**

$$M_t^u = 1159 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

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

$$M_T = 11.33 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 43507.2 \text{ N.m}$$

$M_t^u = 11590 \text{ N.m} < M_T = 43507.2 \text{ N.m} \Rightarrow$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression, donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (60 \times 20) [\text{cm}^2]$.

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{11590}{11.33 \times 60 \times (18)^2} = 0.053$$

$$\mu = 0.053 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A'N \text{ existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.068$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.973$$

Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{11590}{348 \times 0.973 \times 18} = 1.9 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{1.8}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.9 \text{ cm}^2$$

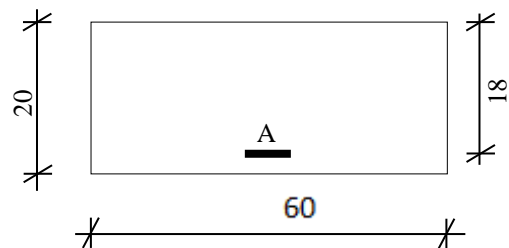
Choix des armatures :

Fig.III.17.:Section de calcul en travée

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

➤ **Etat Limite Service :**

$$M_t^{\text{ser}} = 849\text{daN.m}$$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{60 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.36 \times (18 - 4) = -15.6 < 0$$

⇒ La zone comprimée se trouve dans la nervure ⇒ la section de calcul sera une section en T.

$$D = \frac{(b - b_0)h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4 + 15 \times 2.36}{12} = 18.95\text{cm}$$

$$E = \frac{(b - b_0)h_0^2 + 30 \cdot A \cdot d}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4^2 + 30 \times 2.36 \times 18}{12} = 170.2\text{cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -18.95 + \sqrt{(-18.95)^2 + 170.2} = 4.06\text{cm}$$

$$I = \frac{by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 = \frac{60 \times 4.06^3 - (60 - 12) \times (4.06 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (18 - 4.06)^2$$

$$I = 8217.52\text{cm}^4$$

$$K = \frac{M^{\text{ser}}}{I} = \frac{8705.80}{8217.52} = 1.06$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 1.06 \times 4.06 = 4.3\text{MPa.}$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12\text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

⇒ les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues.

En appuis :

➤ **Etat Limite Ultime:**

$$M_a^u = -865\text{daN.m}$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (12 \times 20)$ [cm²].

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{8650}{11.33 \times 12 \times (18)^2} = 0.196$$

$$\mu = 0.196 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A'N' \text{ exist pas}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.275$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.89$$

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

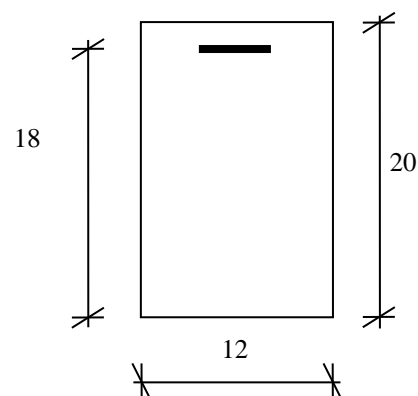


Fig.III.18:Section de calcul en appui

Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{8650}{348 \times 0.89 \times 18} = 1.55 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{1.8}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.55 \text{ cm}^2.$$

Choix des armatures :

1T14 \rightarrow A = 1.54 cm².

➤ E.L.S :

$$M_a^{ser} = -628 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Section rectangulaire sans } A \\ \text{- Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{865}{628} = 1.38$$

$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.39 > \alpha = 0.264$$

• Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues.

III.3.3.4- 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.

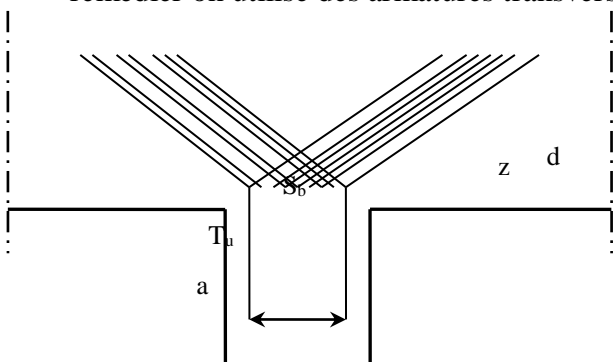


Fig.III.19.a: Influence de l'effort tranchant sur un appui de rive.

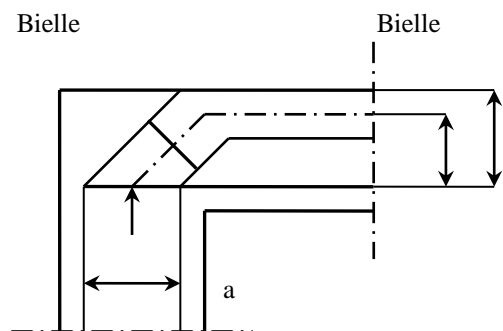
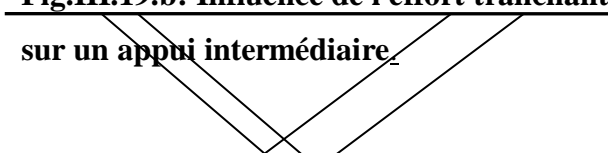


Fig.III.19.b: Influence de l'effort tranchant sur un appui intermédiaire.



$$T_u^{\max} = 1611.14 \text{ daN.}$$

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$T_u = 16111.4 \text{ N} \leq 0.267 \times 16.2 \times 12 \times 20 \times 100 = 103809.6 \text{ N}$$

\Rightarrow L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_l = 2.36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(16111.4 - \frac{8650}{0.9 \times 18} \right) \cdot 10^{-2} = 0.45 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{ Condition vérifiée}$$

\Rightarrow Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur A_l .

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

On a :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{16111.14}{(12 \times 18) \times 100} = 0.75 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.67 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.67 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

$\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

Section et écartement des armatures transversales A_t :

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right) = 0.57 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 2\phi_6 \rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \text{ (flexion simple) et} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\delta_{t1} \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b_0 \times \sin \alpha} = \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 12 \times 1} = 27.91 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \times K}{0.8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Donc : $\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0 \cdot (\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{0.57 \times 0.8 \times 235}{12 \times (0.75 - 0.3 \times 1.8)} = 42.52 \text{ cm}$

❖ Conclusion :

$\delta_t \leq \min (\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16.2 \text{ cm}$

On adopte : $\delta_t = 15 \text{ cm}$

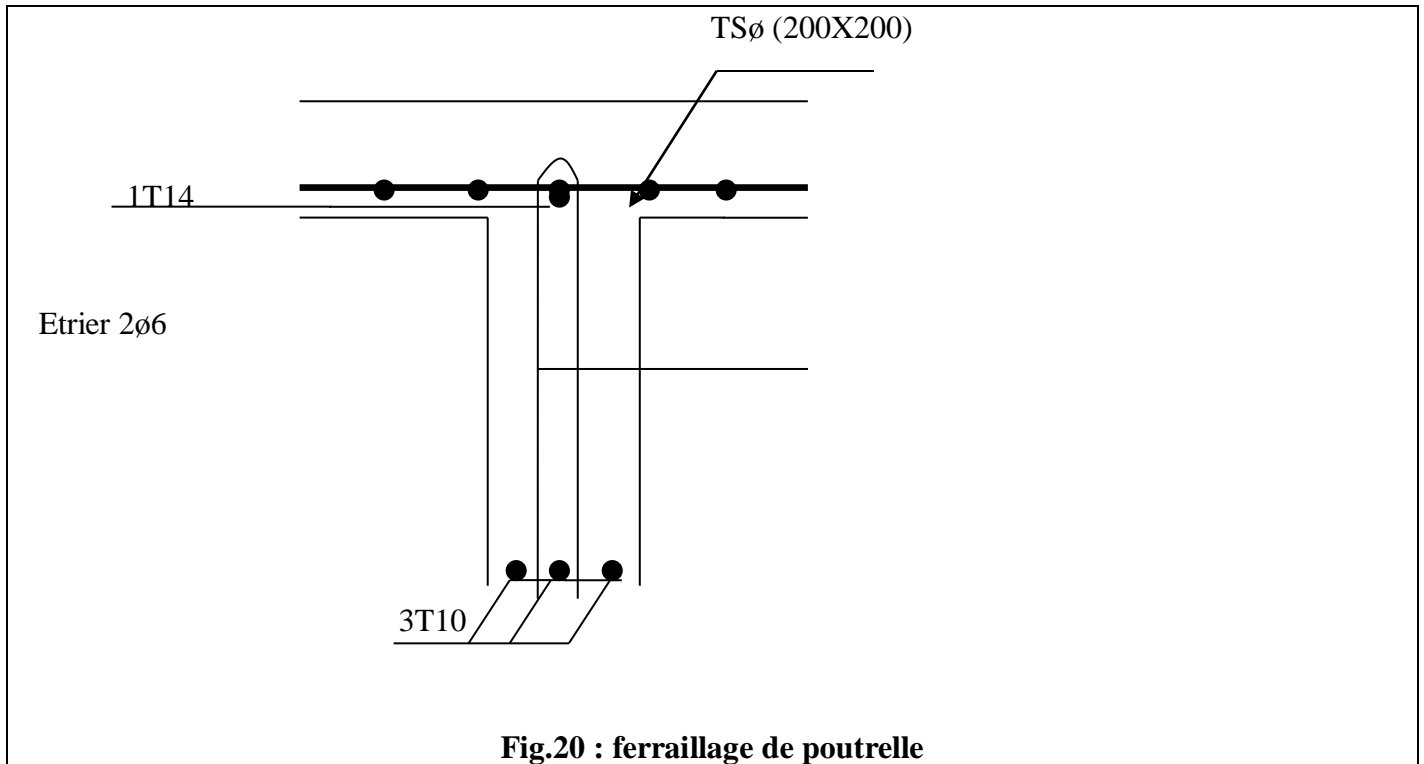


Fig.20 : ferrailage de poutrelle

III.3.3.5) -vérification de la flèche :

Suivant les règles [BAEL 91 / B.7.5], il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^{ser}}{M_0^{ser}} \right)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{20}{460} = 0.043 < \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow \text{C.N.V}$$

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

Calcul de la flèche : $\Delta ft = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) \leq \Delta ft_{\text{max}}$

➤ Calcul des charges :

g : charge permanente après mise en place des cloisons ;

$$j=g = 681 \times 0.6 = 408.60 \text{ daN/m.}$$

j : charge permanente avant mise en place des cloisons ;

P : charge totale (P = G+Q) ;

$$P = (681+100) \times 0.6 = 468.60 \text{ daN/m.}$$

Calcul des moments fléchissant :

$$M_{tg}^{ser} = 0.7 \times M_{0g}^{ser} = 0.7 \times 408.60 \times \frac{4.6^2}{8} = 756.52 \text{ daN.m}$$

$$M_{tj}^{ser} = 0.7 \times M_{0g}^{ser} = 0.7 \times 408.60 \times \frac{4.6^2}{8} = 756.52 \text{ daN.m}$$

$$M_{tp}^{ser} = 0.7 \times M_{\hat{a}p}^{ser} = 0.7 \times 468.60 \times \frac{4.6^2}{8} = 867.61 \text{ daN.m}$$

Modules de déformations longitudinaux : μ

$$f_{c28} = 20 \text{ MPa.}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 1.8 \text{ MPa.}$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 29858.59 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10043.34 \text{ MPa}$$

Moment d'inertie de la section homogène :

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité (g g').

Coordonnées du centre de gravité

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = \frac{b \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + b_0 \times (h - h_0) \times (\frac{h+h_0}{2}) + n \times A \times d}{b \times h_0 + b_0 (h - h_0) + n \times A}$$

$$V_1 = \frac{4 \times 60 \times 2 + 16 \times 12 \times 12 + 15 \times 2.36 \times 18}{4 \times 60 + 16 \times 12 + 15 \times 2.36} = 7.32 \text{ cm}$$

$$V_2 = 20 - V_1 = 12.68 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b V_1^3}{3} - \frac{(b - b_0) \cdot (V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \cdot V_2^3}{3} + n \times A (V_2 - C)$$

$$I_0 = \frac{60 \times 7.32^3}{3} - \frac{(60 - 12) \times (7.32 - 4)^3}{3} + \frac{12 \times 12.68^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (12.68 - 2)$$

$$I_0 = 15791.91 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A \cdot B_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = 100 \rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{2.36}{12 \times 18} = 1.092 \rightarrow \beta_1 = 0.856$$

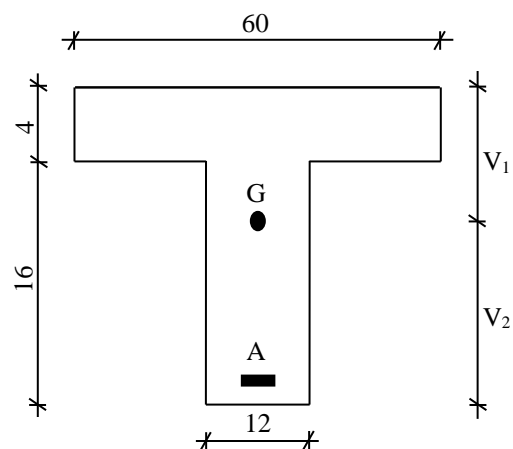


Fig.III.21. Coordonnées de centre de gravité

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_s^g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{7565.20}{2.36 \times 0.856 \times 18} = 208.05 \text{MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_s^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{8676.10}{2.36 \times 0.856 \times 18} = 238.59 \text{MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \text{ avec } f_{t28} = 1.8 \text{MPa}$$

$$\mu_g = \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 1.8}{4 \times 0.01092 \times 208.05 + 1.8} = 0.711$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 1.8}{4 \times 0.01092 \times 238.59 + 1.8} = 0.742$$

Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_\mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.05 \times 1.8}{(2 + 3 \times \frac{12}{60}) 0,01092} = 3.16$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.02 \times 1.8}{(2 + 3 \times \frac{12}{60}) 0,01092} = 1.26$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 15791.91}{1 + 1.26 \times 0.711} = 9162.65 \text{cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 15791.91}{1 + 3.16 \times 0.711} = 5350.29 \text{cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 15791.91}{1 + 3.16 \times 0.742} = 5193.59 \text{cm}^4$$

Calcul des flèches partielles :

$$f_{gv} = \frac{M_g \times l^2}{10 E_v \times I_{fgv}} = \frac{7565.20 \times 4.6^2}{10 \times 10043.34 \times 9162.65} \times 10^4 = 1.74$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times l^2}{10 E_i \times I_{fgi}} = \frac{7565.20 \times 4.6^2}{10 \times 29858.59 \times 5350.29} \times 10^4 = 1.00$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times l^2}{10 E_i \times I_{fpi}} = \frac{8676.10 \times 4.6^2}{10 \times 29858.59 \times 5193.59} \times 10^4 = 1.18$$

La flèche totale :

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$\Delta f_t = (1.74 - 1.00) + (1.18 - 1.00) = 0.92 \text{cm}$$

La flèche admissible :

$$l = 4.6 \text{m} < 5.00 \text{m}$$

$$\Delta f_{t\max} = \frac{l}{500} = \frac{460}{500} = 0.92 \text{cm}$$

$$0.46 \text{cm} < 0.9 \text{cm}$$

$$\Delta f_t < \Delta f_{t\max} \Rightarrow \text{Donc la flèche est vérifiée.}$$

IV. Etude des éléments secondaires

IV.1- Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

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

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, l'acrotère et enfin le balcon dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99**.

IV.2 -Acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment, conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère, assimilée à une console verticale encastrée au niveau du plancher terrasse. La section dangereuse est celle qui se trouve au niveau de l'encastrement.

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- Son poids propre sous forme d'efforts normaux verticaux.
- Une charge d'exploitation horizontale égale à 1KN/ml due à la main courante.
- Actions climatiques (gradient thermique).

L'acrotère sera étudié en flexion composée, et puisqu'elle est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

Le calcul de l'acrotère se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

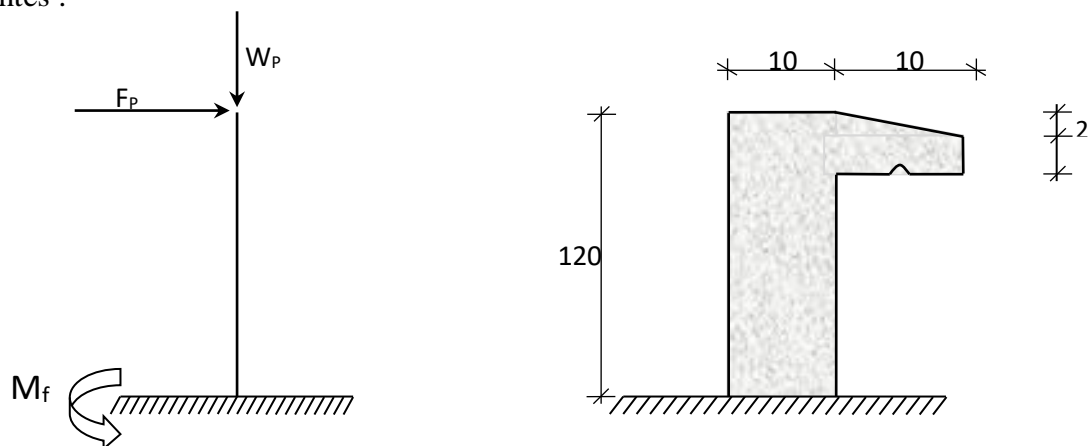


Fig. IV.1: Dimension de l'acrotère

IV.2-1-Vérification de l'effort due au séisme :

Le RPA exige de vérifier les éléments de structure sous l'effet des forces horizontales suivant la formule (Art 6.2.3) :

$$F_p = 4AC_p W_p$$

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnés par le (tableau 6.1), pour le consol $C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'élément.

$$W_p = 2500 \left[(1.20 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) - \left(\frac{0.1 \times 0.02}{2} \right) \right] = 322.5 \text{ daN}$$

A: coefficient d'accélération (zone IIa, groupe d'usage 2) $\Rightarrow A = 0,15$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 322.5 = 154.8 \text{ daN}$$

F_p : La force due à la main courante majorée

Donc :

$$M = F_p \times l = 154.8 \times 1.20 = 185.76 \text{ daN.m}$$

IV.2.2. Calcul des sollicitations :

➤ **Etat limite ultime :**

$$M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 185.76 = 278.64 \text{ daN.M}$$

$$N_u = 1.35 \times W_p = 1.35 \times 322.5 = 435.375 \text{ daN}$$

➤ **Etat limite service :**

$$M_s = M = 185.76 \text{ daN.M}$$

$$N_s = W_p = 322.5 \text{ daN}$$

IV.2.3. 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.

➤ **État limite ultime (E.L.U) :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{278.64}{435.375} = 0.64 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.64 \text{ m} > \frac{h}{2} - c' = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

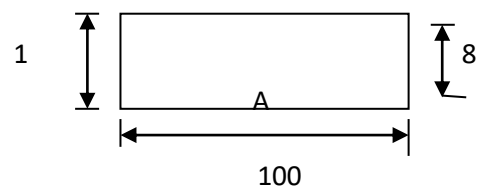


FIG IV.2 : section de calcul

⇒ L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section

Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs M_f calculé par rapport aux armatures tendues.

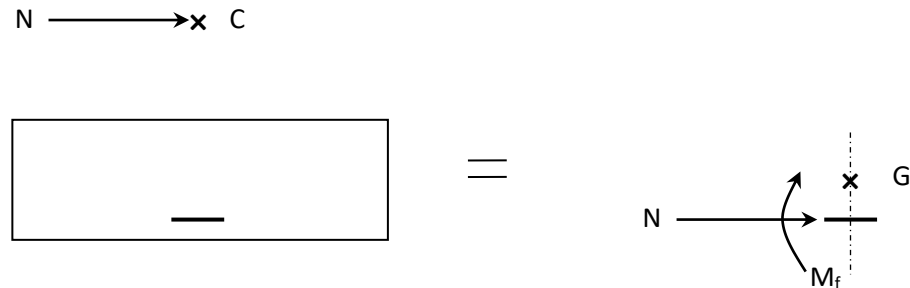


Fig. IV .3: sollicitations par rapport armatures tendues

$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 435.375 \times \left(0.64 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 291.70 \text{ daN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{291.70}{11.33 \times 100 \times 8^2} = 0.004$$

$$\mu = 0.004 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' N \text{ existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.005$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.998$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{291.70}{348 \times 0.998 \times 8} = 0.105 \text{ cm}^2 / m_L$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0.105 - \frac{435.375}{100 \times 348} = 0.092 \text{ cm}^2 / m_L$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité): [B.A.E.L.91]

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armé d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0.25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2.4m, avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton [CBA93/B5.3].

$$A_{\min} = 0.25\% \cdot S = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.50 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 2.50 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

- **Choix des armatures :**

$$5\text{T}8/\text{m}_L \longrightarrow A = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$(\text{T}8 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

$$e \leq \min(25 ; 2 \times 10) \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

- **Choix des armatures :**

$$4\text{T}8/\text{m}_l \longrightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{m}_l$$

$$(\text{T}8 \longrightarrow e = 25\text{cm}).$$

- **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{185.76}{322.5} = 0.576 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.576 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

⇒ Le point d'application d'un effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section ⇒ la section est partiellement comprimée (S.P.C).

- **Détermination des contraintes :**

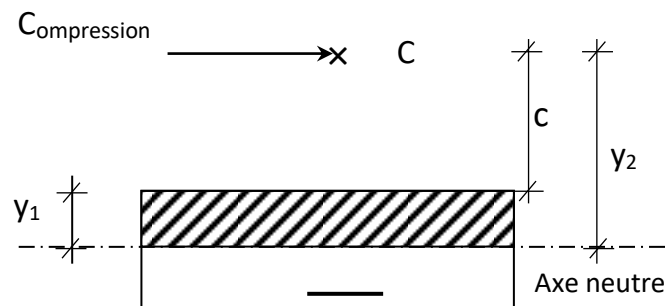


Fig.IV.4 : position de centre de pression

- C : Centre de pression (point d'application) ;
- c : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée et
- y_2 : La distance du point C à l'axe neutre
- $y_1 = y_2 + c$

-N est un effort de compression $\Rightarrow y_2 > 0$.

C se trouve à l'extérieur de la section $\Rightarrow c$ sera considéré comme négatif.

• **Calcul des contraintes :**

$$p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c-d') + \frac{90A}{b}(d-c)$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 57.6 - \frac{10}{2} = 52.6 \text{ cm} \Rightarrow c = -52.6 \text{ cm}$$

$$p = -3 \times (-52.6)^2 + \frac{90 \times 2.51}{100} \times (8 + 52.6)$$

$$p = -8163.38$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c-d')^2 - \frac{90A}{b}(d-c)^2$$

$$q = -2 \times (-52.6)^3 - \frac{90 \times 2.51}{100} \times (8 + 52.6)^2$$

$$q = 282767.29$$

$$y_2 \text{ : est la solution de l'équation } y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 8163.38y_2 + 282767.29 = 0$$

Dont la résolution est comme suite :

$$\begin{cases} \Delta = q^2 + \frac{4}{27} \cdot p^3 = (282767.29)^2 + \frac{4}{27} \times (-8163.38)^3 = -6.37 \times 10^8 < 0 \\ \Delta < 0 \Rightarrow \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 282767.29}{2 \times (-8163.38)} \times \sqrt{\frac{-3}{-8163.38}} = -0.996 \Rightarrow \varphi = 174.9^\circ \end{cases}$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{8163.38}{3}} = 104.33$$

$$y_{21} = a \cos(\varphi/3) = 104.33 \times \cos\left(\frac{174.9}{3}\right) = 54.82 \text{ cm}$$

$$y_{22} = a \cos((\varphi/3) + 120^\circ) = 104.33 \times \cos\left(\frac{174.9}{3} + 120\right) = -104.28 \text{ cm}$$

$$y_{23} = a \cos((\varphi/3) + 240^\circ) = 104.33 \times \cos\left(\frac{174.9}{3} + 240\right) = 49.46 \text{ cm}$$

$0 < y_1 = y_{21} + c = 2.22 < 10 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

D'où : $y_1 = 2.22 \text{ cm}$

• **Calcul du moment statique :**

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (2.22)^2}{2} - 15 \times 2.51 \times (8 - 2.22) = 28.803 \text{ cm}^3.$$

$$k = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{322.5}{100 \times 28.803} = 0.112$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0.112 \times 2.22 = 0.249 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0.112 \times (8 - 2.22) = 9.71 \text{ MPa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right)$$

Avec: $FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6$ et $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\text{Donc : } \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 1.8} \right) = 187 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 20 = 12 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 187 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en E.L.U. sont maintenues}$$

IV.2.4 Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 1.5 F_p = 1.5 \times 154.8 = 232.2 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{232.2}{100 \times 8 \times 100} = 0.003 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1 \text{ MPa}$$

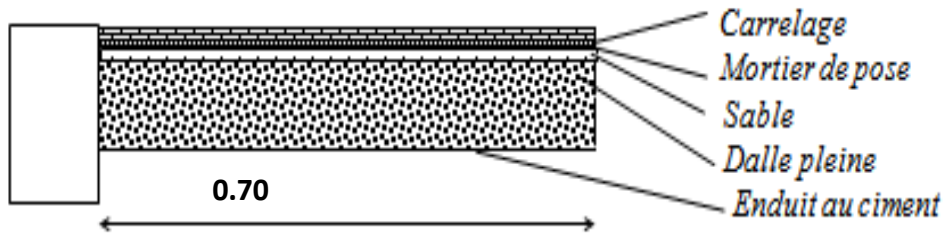
$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0.003 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1 \text{ MPa} \\ \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

Remarque :

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables.

IV.3- Etude des balcons :

Les balcons sont considérés comme étant encastres sur les poutres ; sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente « G » et une surcharge d'exploitation « Q ». Dans notre structure, on a un seul type de balcon :



IV.3.1- Descente de charges :

a. Charges permanentes :

1-Carrelage + mortier de pose + sable	104 daN/m ²
2-Dalle pleine en béton armé (16cm) 2500×0,16	400daN/m ²
3-Enduit au ciment (1.4cm) (18daN/m ² /cm)	25.2daN/m ²
	G = 529.2daN/m²

Pour une bonde de 1m de largeur :

$$\bar{G} = G \times 1.00 = 529.2 \text{ daN} / m_L$$

• **Calcul de la charge due au poids du mur (double cloison) :**

$$P = G_m \cdot h$$

Epaisseur du mur: $e = 10 \text{ cm} \Rightarrow G_m = (75 \times 2 + 18 \times 1.4) = 175.2 \text{ daN} / m^2$

Hauteur du mur: $h = 3.06 - 0.20 = 2.86m \Rightarrow P = 175.2 \times 2.86 = 501.07 \text{ daN} / m_L$

• **Surcharges d'exploitation (usage chambre):**

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

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q = Q \times 1.00 = 150 \text{ daN} / m_L$$

Notre balcon n'est pas exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme peu nuisible $\Rightarrow a = 1\text{cm}$.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (B.A.E.L.91).

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

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1.6\text{cm}$$

Donc on prendra: $\phi = 12\text{mm}$.

• Calcul de l'enrobage :

$$C_x = a + \frac{\phi}{2} \Rightarrow C_x = (10 + \frac{12}{2})\text{mm} = 16\text{mm}.$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \Rightarrow c_y = 10 + 10 + \frac{12}{2} = 26\text{mm}$$

• Hauteur utile :

$$d_x = h_d - c_x = 16 - 1.6 = 14.4\text{cm}$$

$$d_y = h_d - c_y = 16 - 2.6 = 13.4\text{cm}$$

• Moments fléchissant :

➤ Etat limite ultime (E.L.U):

$$M_u = -[1,35G + 1,5Q] \frac{L^2}{2} - 1,35 \times P \times L \times 1,00 = -[1,35 \times 529,2 + 1,5 \times 150] \frac{0,7^2}{2} - 1,35 \times 501,07 \times 0,7 \times 1,00$$

$$M_u = -703,67\text{daN.m}$$

➤ Etat limite service (E.L.S) :

$$M_{ser} = -[G + q] \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1,00 = -[529,2 + 150] \frac{0,7^2}{2} - 501,07 \times 0,7 \times 1,00$$

$$M_{ser} = -517,153\text{daN.m}$$

IV.3.2. Calcul du ferrailage :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_u = -703,67\text{daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{7036,7}{11,33 \times 100 \times 14,4^2} = 0,03$$

$$\mu = 0,03 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' N' \text{ existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa}$$

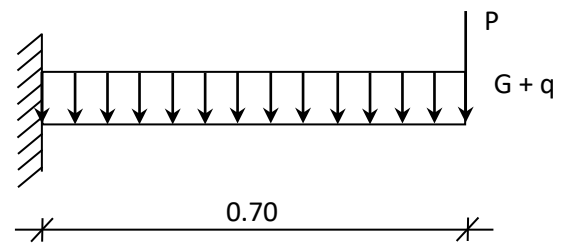


FIG. IV.7 :Schéma statique du balcon

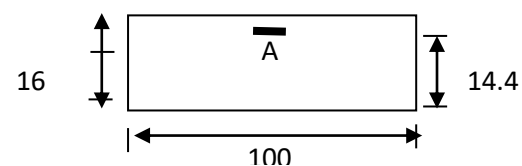


Fig. IV.7: section de calcul

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.038$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.985$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{7036.7}{348 \times 0.985 \times 14.4} = 1.43 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

IV.3.3. Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.5 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$A_a = \max(A_u; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.5 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

• **Choix des armatures :**

$$4\text{T}12 / \text{m}_L \longrightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$(\text{T}12 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S):**

$$M_{ser} = -517.153 \text{ daN.m}$$

• **Détermination des contraintes**

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 2.26}{100} = 0.34 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \times A \times d}{b} = \frac{30 \times 2.26 \times 14.4}{100} = 9.76 \text{ cm}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.34 + \sqrt{0.34^2 + 9.76} = 2.80 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 2.8^3}{3} + 15 \times 2.26 \times (14.4 - 2.8)^2 = 5293.3 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{5171.53}{5293.3} = 0.977$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.977 \times 2.8 = 2.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 0.977 \times (14.4 - 2.8) = 169.998 \text{ MPa}$$

La poutre est intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{n \times f_{t28}}\right)$$

Avec : FeE400 $\Rightarrow n = 1.6$ et $f_e = 400 \text{ MPa}$

Donc :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 1.8}\right) = 186.67 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 20 = 12 \text{ MPa}$$

Conclusion:

$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12\text{MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 186.67\text{MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow$ les armatures de *ELU* convient à l'état limite de service

- **Calcul des armatures transversales :**

$$T_u^{\max} = (1.35G + 1.5Q) \times L + 1.35P$$

$$T_u^{\max} = (1.35 \times 529.2 + 1.5 \times 150) \times 0.7 + 1.35 \times 501.07 = 1334.04\text{daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{13340.4}{100 \times 100 \times 14.4} = 0.093\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 3\text{MPa}\right) = 2.00\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.093\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.00\text{MPa}$$

\Rightarrow les armatures transversales ne son pas nécessairee; il n'ay a de reprise de bétonnage

- **Condition de la flèche : [[BAEL. 91. 7. 5]]**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} > \frac{1}{20} \\ \rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

- **Vérification si la flèche est nécessaire :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{16}{70} = 0.229 > \frac{1}{20} = 0.05 \\ \rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{100 \times 100 \times 14.4} = 0.00002 < \frac{2}{f_e} \Rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.4- Etude des escaliers :

IV.4.1- Définition :

L'escalier est un élément qui permet la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il est défini par ses emmarchements, giron, contre marche et volée.

L'escalier est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

IV.4.2- Eléments constitutifs : Collet

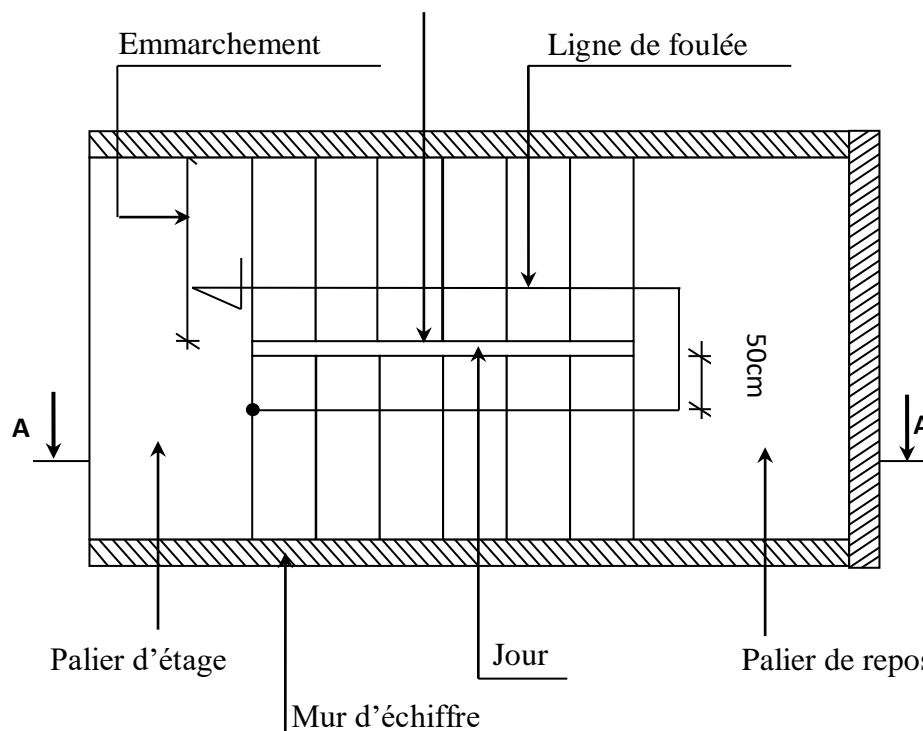


Fig IV.8: Les éléments constitutifs d'un escalier

- **Emmarchement** : Longueur de la marche ;
- **g** : Giron (largeur d'une marche);
- **h** : Hauteur d'une marche;
- **Mur d'échiffre** : Mur qui limite l'escalier ;
- **Paillassse** : Plafond qui monte sous les marches ;
- **Contre marche** : Partie verticale d'une marche ;
- **Le jour** : Espace entre 2 volées en projection horizontale ;
- **Le collet** : Bord qui limite l'escalier du côté du jour ;
- **Ligne de foulée** : Courbe décrite par une personne prenant l'escalier (tracée à 50cm du coté de jour) ;
- **Volée** : Suite de marche (avec 20 marches au maximum) ;
- **Palier de repos** : Partie horizontale d'un escalier entre 2 volées et
- **Palier d'arrivée** : Palier d'étage.

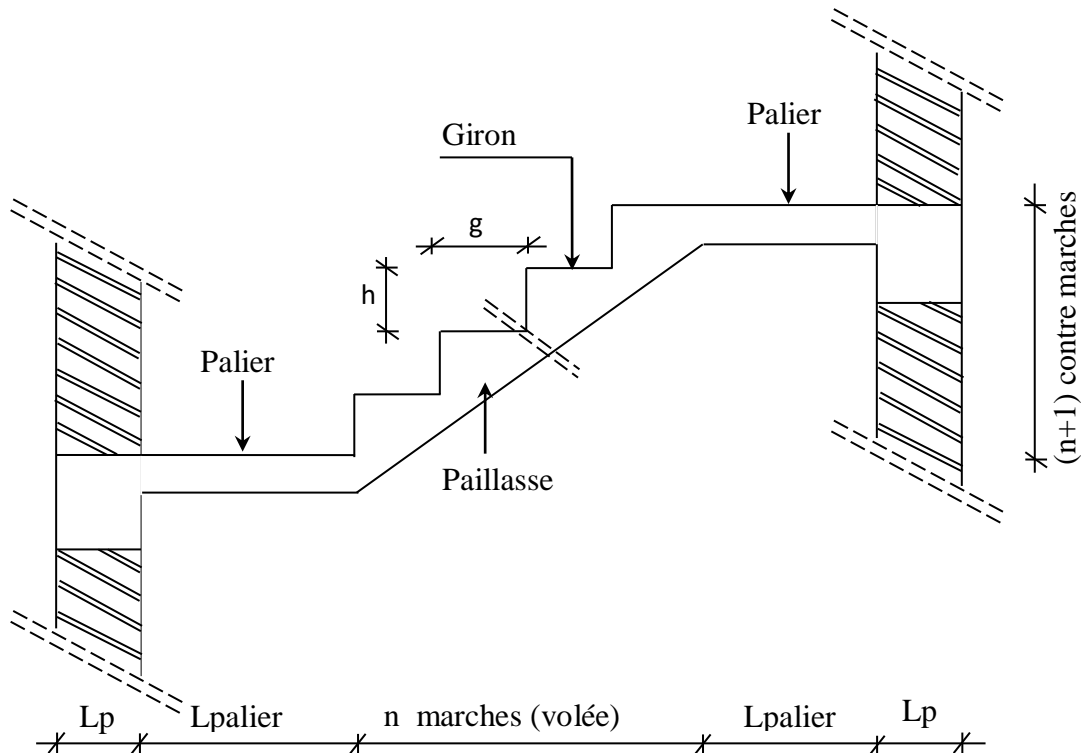


Fig. IV.9 : les éléments d'escalier

IV.1.3.1-Pré-dimensionnement :

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

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm};$$

$$h = 17\text{cm.} \quad g = 30\text{cm.}$$

Selon la formule de « BLONDEL » ; il faut que :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ Contre marches ; } N_c : \text{ nombre des contre marches.}$$

On aura 18 contre marches ($N=09$ contre marches pour le volée (1), et $N=09$ par le volée (2))

($n = N-1 = 09-1 = 08$ marches par volée (1)), et

($n = N-1 = 09-1 = 08$ marches par volée (2)).

- **L'inclinaison de la paillasse :**

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

- **La longueur de la paillasse :**

➤ Volées (1):

$$L' = 2.45 \text{ m}$$

$$L_{\text{pai}} = L' + L_{\text{palier}} = 2.45 + 1.45 = 3.9 \text{ m.}$$

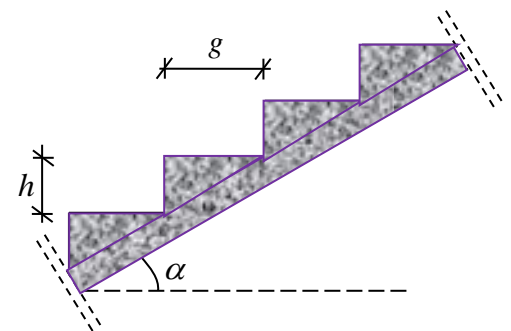


Fig IV.1: schémas de la paillasse

➤ Volées (2) :

$$L' = 2.45m$$

$$L_{pai} = L' + L_{palier} = 2.45 + 1.45 = 3.9m.$$

- **Epaisseur de la paillasse** : (paillasse porteuse)

$$\text{Condition de résistance : } \frac{L_{pai}}{30} < ep < \frac{L_{pai}}{20} \Rightarrow \frac{390}{30} < ep < \frac{390}{20}$$

D'où : $ep = (13 ; 19.50)$ cm ; on prend : **ep=15cm.**

IV.1.3.2- Descente de charges :

1-volée :

a- Charges permanentes :

- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable)	104 daN/m ²
- Revêtement vertical ($104 \times \frac{h}{g}$)	58.93 daN/m ²
- Poids propre des marches ($2200 \times \frac{h}{2}$)	187 daN/m ²
- Poids propre de la paillasse ($2500 \times \frac{ep_1}{\cos \alpha}$)	431.03 daN/m ²
- Enduit au ciment ($18 \times \frac{1.5}{\cos \alpha}$)	31.03 daN/m ²

$$\mathbf{G = 811.99 \text{ daN/m}^2}$$

b- Charges d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau $\Rightarrow Q_1 = 250 \text{ daN/m}^2$.

c- Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_1^u = 1.35G_1 + 1.5Q_1 = 1.35 \times 811.99 + 1.5 \times 250 = 1471.19 \text{ daN/m}^2.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_1^{ser} = G_1 + Q_1 = 811.99 + 250 = 1061.99 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_1^u = q_1^u \times 1.00 = 1471.19 \times 1.00 = 1471.19 \text{ daN/m}_L.$$

$$\bar{q}_1^{ser} = q_1^{ser} \times 1.00 = 1061.99 \times 1.00 = 1061.99 \text{ daN/m}_L.$$

2-Palier :

a- Charges permanentes :

- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose +sable)	104 daN/m ²
- Poids propre du palier ($2500 \times e_{p1}$)	375 daN/m ²
- Enduit au ciment ($18 \text{ daN/m}^2/\text{cm} \times 1.5\text{cm}$)	27 daN/m ²

$$\mathbf{G_2 = 506 \text{ daN/m}^2}$$

b- Charges d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau $\Rightarrow Q = 250 \text{ daN/m}^2$.

c- Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_2^u = 1.35G_2 + 1.5Q = 1.35 \times 506 + 1.5 \times 250 = 1058.10 \text{ daN/m}^2.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_2^{\text{ser}} = G_2 + Q = 506 + 250 = 756 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_2^u = q_2^u \times 1.00 = 1058.10 \times 1.00 = 1058.10 \text{ daN/m}_L.$$

$$\bar{q}_2^{\text{ser}} = q_2^{\text{ser}} \times 1.00 = 756 \times 1.00 = 756 \text{ daN/m}_L.$$

Paillasse porteuse:**❖ Volée 01 et 02 :**

- Schéma statique:

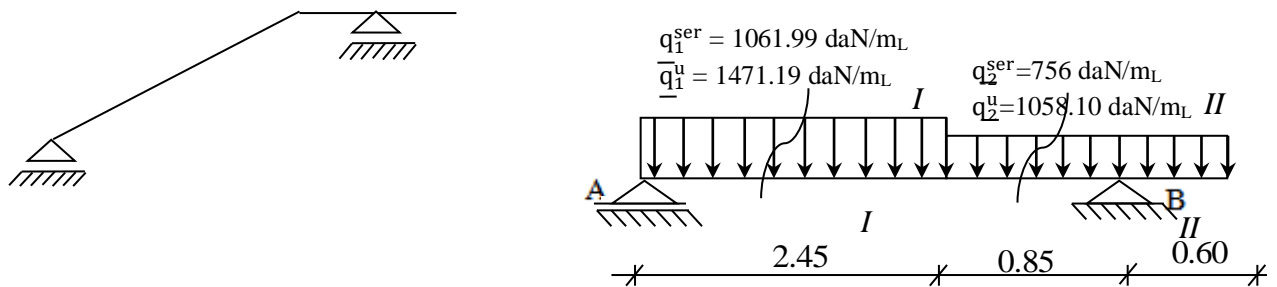


Fig.IV.5: Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos

➤ Etat limite ultime (E.L.U.):

- Calcul des réactions :

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = 2324.53 \text{ daN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = 2814.13 \text{ daN}$$

☑ Vérification :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 2324.53 + 2814.13 = 1471.19 \times 2.45 + 1058.10 \times 1.45 = 5138.66 \text{ daN}$$

Section I-I: $0 \leq x \leq 2.45m$

$$T(x) = R_A - \bar{q}_1^u \cdot x$$

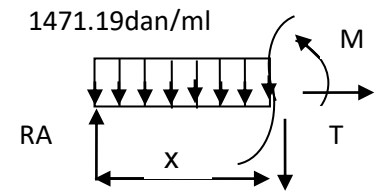
$$M(x) = R_A \cdot x - \bar{q}_1^u \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = 2324.53 - 1471.19 \cdot x$$

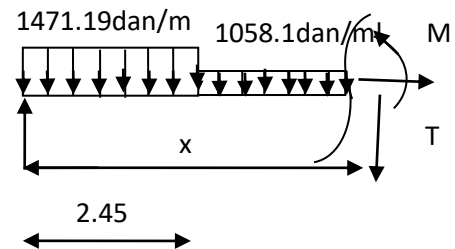
$$M(x) = 2324.53 \cdot x - 1471.19 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 2324.53 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \end{cases}$$

$$x = 2.45m \Rightarrow \begin{cases} T(2.45) = -1279.89 \text{ daN} \\ M(2.45) = 1279.69 \text{ daN.m} \end{cases}$$

**Section II-II:** $2.45 \leq x \leq 3.3$

$$\sum F_{/v} = 0 \Rightarrow -T(x) + R_A - q_{1u} \times 2.45 - q_{2u} \times (x - 2.45) = 0$$



$$\Rightarrow T(x) = 2324.53 - 1471.19 \times 2.45 - 1058.1 \cdot x + 1058.1 \times 2.45$$

$$\Rightarrow T(x) = 1312.46 - 1058.1 \cdot x$$

$$\sum M_{/G} = 0 \Rightarrow M(x) - R_A \cdot x + q_{1u} \times 2.45 \times \left(x - \frac{2.45}{2}\right) - q_{2u} \times \frac{(x - 2.45)^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow M(x) = 2324.53 \cdot x - 1471.19 \times 2.45 \times \left(x - \frac{2.45}{2}\right) + 1058.10 \times \frac{(x - 2.45)^2}{2}$$

$$\Rightarrow M(x) = 2324.53 \cdot x - 1471.19 \times 2.45 \times \left(x - \frac{2.45}{2}\right) + 1058.10 \times \frac{(x - 2.45)^2}{2}$$

$$x = 2.45 \Rightarrow \begin{cases} T(2.45) = 128653.7 \text{ daN} \\ M(2.45) = 1279.69 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$x = 3.3 \Rightarrow \begin{cases} T(3.3) = 127754.3 \text{ daN} \\ M(3.3) = 574.03 \text{ daN.m} \end{cases}$$

- Calcul du moment fléchissant maximum :

$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 2324.53 - 1471.19 \cdot x = 0 \Rightarrow x_m = 1.58 \text{ m.}$$

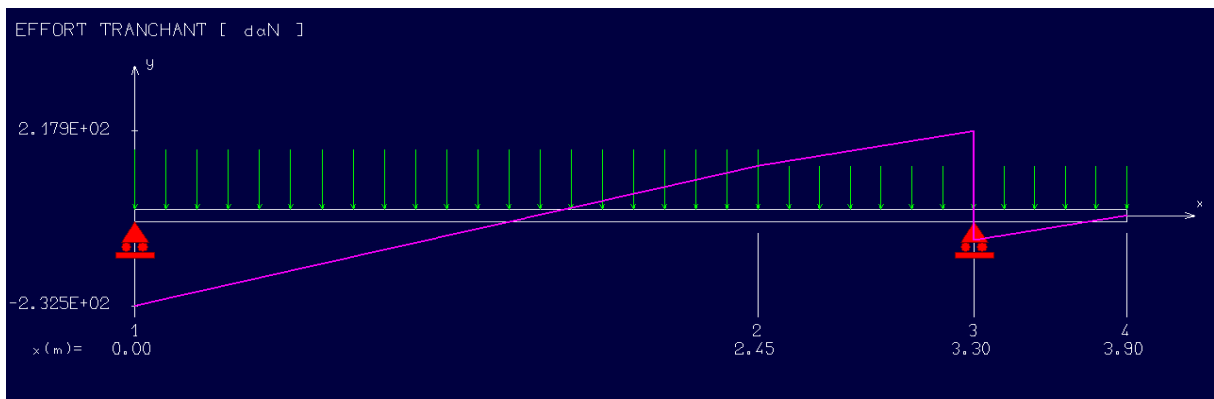
$$M_{\max}^u = M(1.58 \text{ m}) = 1836.41 \text{ daN.m.}$$

- Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

- T : en [daN]



- M : en [daN.m]

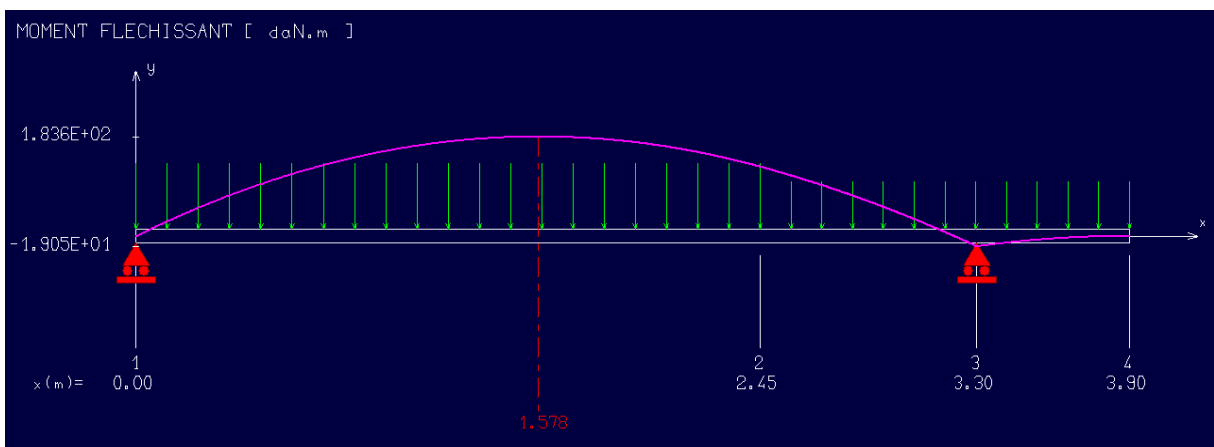


Fig.IV.6: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.U.

- Moment en appuis :

$$M_a^u = -0.4M_{\max}^u = -734.56 \text{ daN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t^u = 0.8M_{\max}^u = 1469.13 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

• Calcul des réactions :

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = 1677.55 \text{ daN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = 2020.52 \text{ daN}$$

☑ Vérification :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 1677.55 + 2020.52 = 1061.99 \times 2.45 + 756 \times 1.45 = 3698.07 \text{ daN}$$

Section I-I : $0 \leq x \leq 2.45 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - \bar{q}_1^{\text{ser}} \cdot x$$

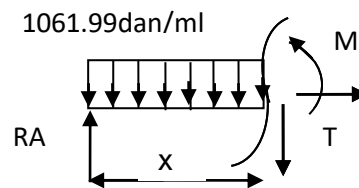
$$M(x) = R_A \cdot x - \bar{q}_1^{\text{ser}} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = 1677.55 - 1061.99 \cdot x$$

$$M(x) = 1677.55 \cdot x - 1061.99 \cdot \frac{x^2}{2}$$

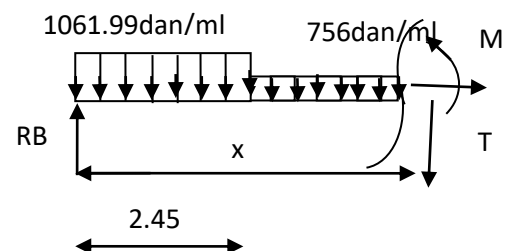
$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 1677.55 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \end{cases}$$

$$x = 2.45 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} T(2.45) = -924.32 \text{ daN} \\ M(2.45) = 922.7 \text{ daN.m} \end{cases}$$



Section II-II : $2.45 \leq x \leq 3.3$

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow -T(x) + R_A - q_{1\text{ser}} \times 2.45 - q_{2\text{ser}} \times (x - 2.45) = 0$$



$$\Rightarrow T(x) = 1677.55 - 1061.99 \times 2.45 - 756 \cdot x + 756 \times 2.45$$

$$\Rightarrow T(x) = 927.87 - 756 \cdot x$$

$$\sum M_{/G} = 0 \Rightarrow M(x) - R_A \cdot x + q_{1ser} \times 2.45 \times \left(x - \frac{2.45}{2}\right) - q_{2ser} \times \frac{(x - 2.45)^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow M(x) = 1677.55 \cdot x - 1061.99 \times 2.45 \times \left(x - \frac{2.45}{2}\right) + 756 \times \frac{(x - 2.45)^2}{2}$$

$$\Rightarrow M(x) = 1677.55 \cdot x - 1061.99 \times 2.45 \times \left(x - \frac{2.45}{2}\right) + 756 \times \frac{(x - 2.45)^2}{2}$$

$$x = 2.45 \Rightarrow \begin{cases} T(2.45) = -924.33 \text{ daN} \\ M(2.45) = 922.7 \text{ daN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$x = 3.3 \Rightarrow \begin{cases} T(3.3) = -1566.93 \text{ daN} \\ M(3.3) = 410.13 \text{ daN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

- Calcul du moment fléchissant maximum :

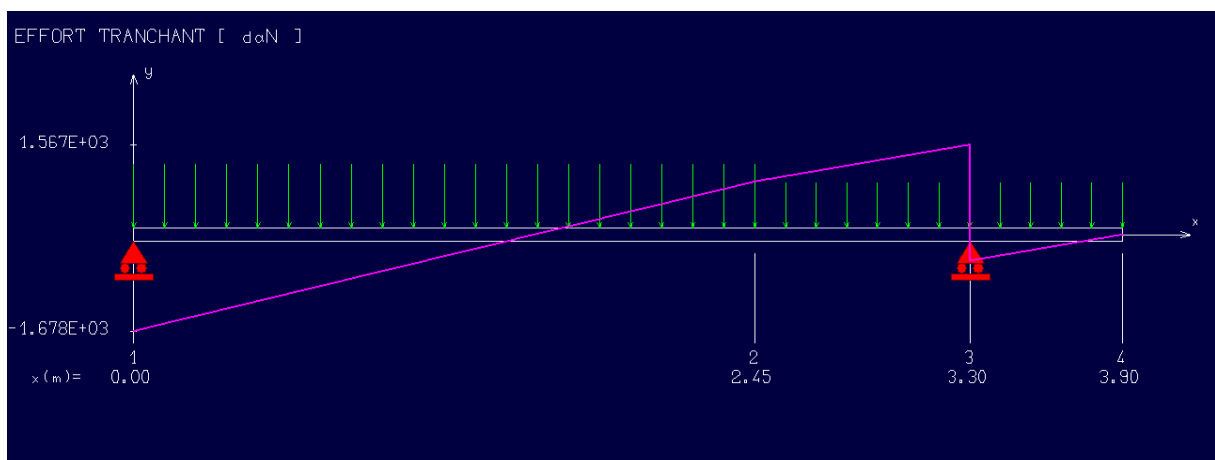
$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 1677.55 - 1061.99 \cdot x = 0 \Rightarrow x_m = 1.58.$$

$$M_{\max}^{ser} = M(1.58) = 1324.95 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

- Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant :

➤ Etat limite ultime de service (E.L.S.) :

- **T** : en [daN]



- **M** : en [daN.m]

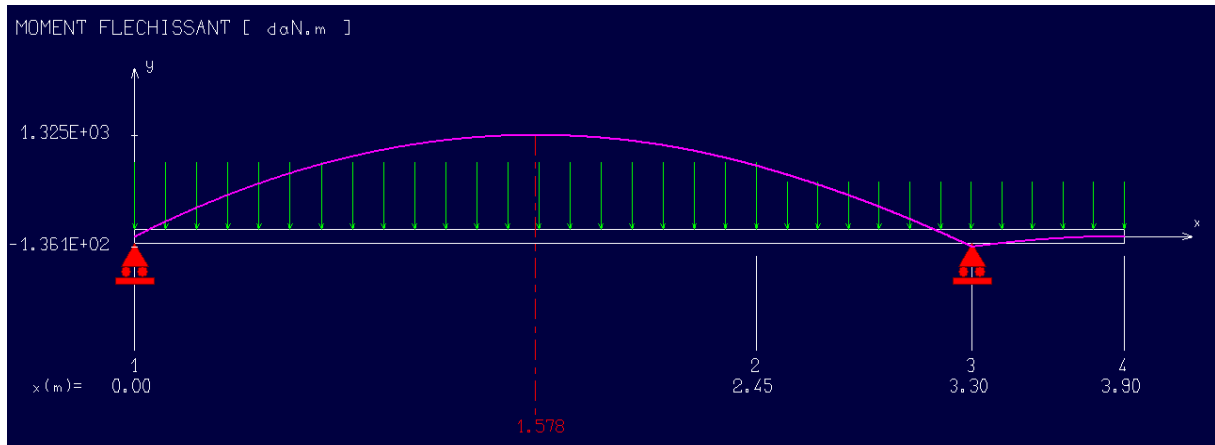


Fig.IV.7: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.S.

- Moment en appuis :

$$M_a^{ser} = -0.4 M_{max} = -529.98 daN.m$$

- Moment en travée :

$$M_t^{ser} = 0.8 M_{max}^{ser} = 1059.96 daN.m$$

➤ Calcul du ferrillage :

❖ Volée 01 et 02 :

A. En travée :

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_t^u = 1469.13 daN.m$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{14691.3}{11.33 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.071$$

$$\mu = 0.071 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.092$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.963$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{14691.3}{348 \times 0.963 \times 13.5} = 3.25 \text{ cm}^2 / m_L$$

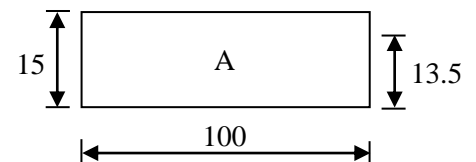


Fig IV.11. Section de calcul de la pailleste

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

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 3.25 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$4T12/m_L \longrightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2 / m_L.$$

$$(T12 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

- Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^{ser} = 1059.96 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A'
- Acier FeE400

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{1469.13}{1059.96} = 1.38$$

$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.39 > \alpha = 0.092 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$

- Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

} \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

- Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$4T8/m_L \longrightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$(T8 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

B. En appuis :

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_a^u = -734.56 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{7345.6}{11.33 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.036$$

$$\mu = 0.036 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.046$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.982$$

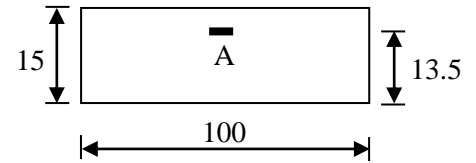


Fig IV.12. Section de calcul de la pile

- Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{7345.6}{348 \times 0.982 \times 13.5} = 1.59 \text{ cm}^2 / m_L$$

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

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_a = \max(A_a; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.59 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$4T8/m_L \longrightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2 / m_L.$$

$$(T8 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

- Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^{ser} = -529.98 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{734.56}{529.98} = 1.38$$

$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.39 > \alpha = 0.046 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour (σ_s))
- $$\Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

- Armatures de répartition :

$$A_r^a \geq \frac{Aa}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$4T8/m_L \longrightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$(T8 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

C. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 2849.55 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{23245.3}{100 \times 13.5 \times 100} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 0.05 \cdot f_{c28} = 1.00 \text{ MPa}$$

- $\tau_u = 0.17 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1 \text{ MPa}$
 - Il n'y a pas de reprise de bétonnage
- } \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

V. Etude sismique

V.1-Introduction :

Les tremblements de terre ont représenté depuis toujours un de plus graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale est imprévue, la violence des forces mises en jeu et l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Le séisme est un phénomène qui se produit à partir du frottement entre les plaques tectoniques, un déplacement de ces derrières engendre des efforts sismiques qui imposent aux constructions des accélérations pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur, alors un effort sismique est un effort dynamique (varie en fonction du temps).

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien [R.P.A.99 (version2003)].

V.2- Choix de la méthode de calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certaines conditions relatives aux règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA99 version 2003), et qui ont le rapport avec les régularités en plan et en élévation du bâtiment.

Le calcul des forces sismiques est mené selon les trois méthodes suivantes :

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

V.2.1-Méthode statique équivalente :

➤ Principe de la méthode :[RPA99 (version 2003)/4.2.1]

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le R.P.A.99 (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 donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- A** : Coefficient d'accélération de zone ;
- D** : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- Q** : Facteur de qualité ;
- R** : Coefficient de comportement et
- W** : Poids total de la structure.

Vue les conditions d'application imposées par la méthode statique équivalente ne sont pas applicable, dans ce cas on fait appel à la méthode dynamique modal-spectral par l'utilisation d'un logiciel de calcul « **Auto desk Robot Bat 2009** ».

V.2.2-Méthode dynamique :

➤ **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.

➤ **Modélisation :**

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degré de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

➤ **Présentation du logiciel :**

Robot Bat est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce système 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 normales, 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 RobotBat (voir figure V.1) : Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres et les voiles dalle pleine par panneau.
- Introduit les propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton (voir chapitre I)
- Introduit les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;
- Introduit les conditions aux limites ;



Fig.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 charges :**

- 1) $1.35G + 1.5Q$
- 2) $G + Q$
- 3) $0.8G + E$
- 4) $0.8G - E$
- 5) $G + Q + E$

- Vérification des erreurs ;
- Lancement de l'analyse ;
- Interprétation des résultats.

- **Détermination du spectre de réponse :**

Zone	:	Ila
Usage	:	2
Assise	:	S ₃
Coefficient de qualité	:	1.200

Coefficient de comportement	:	4.000
Amortissement	:	7.00 %

V.4-interprétation des résultats :

V.4.1-Vérification la résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base V_{obtenue} par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

➤ Calcul la force statique équivalente :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

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

➤ Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

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

➤ Coefficient de correction d'amortissement :

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

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

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)**

$$\Rightarrow \xi = 7\%$$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0.88 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Période caractéristique T_2 :

Site meuble (S_3) $\Rightarrow T_2 = 0.50s$ (Tableau 4.7)

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

➤ Période fondamentale :

Elle est donnée par la formule suivante : $T = C_T h_N^{3/4}$

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau est égale à 31.80m et

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 $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$D'où : T = 0.05 \times (31.80)^{3/4} \Rightarrow T = 0.67s$$

D'autre part :

$$T_x = 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{L_x}} \text{ avec } L_x = 29.80m \Rightarrow T_x = 0.53s$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{L_y}} \text{ avec } L_y = 15.4\text{m} \Rightarrow T_y = 0.67\text{s}$$

D'après l'article (4.24) de RPA99/version2003 :

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs, d'où :

$$T_x = \min(0.67; 0.53) = 0.53\text{s}$$

$$T_y = \min(0.67; 0.67) = 0.67\text{s}$$

$$\text{On a : } T_2 = 0.5\text{s} \leq T_x = 0.53\text{s} \leq 3\text{s}$$

$$\text{Donc : } D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} \Rightarrow D_x = 2.13$$

$$D_y = 2.5\eta(T_2/T_y)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.71$$

➤ **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 2** (Ouvrage courants ou d'importance moyenne) $\Rightarrow A = 0.15$

➤ **Coefficient de comportement R :**

Portiques contreventés par des voiles $\Rightarrow R = 4$ [RPA99 (version2003) /tableau 4]

➤ **Facteur de qualité Q :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \Sigma P_q$$

Tableau.V. 1: Valeurs des pénalités P_q

Critère	P_q	
	P_{qx}	P_{qy}
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0.05	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
	0.20	0.20

$$Q_x = 1 + 0.20 = 1.20$$

$$Q_y = 1 + 0.20 = 1.20$$

➤ **Calcul du poids de la structure W :**

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \text{ [RPA99version2003/formule 4.5]}$$

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

$\sum W_{Qi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation : $\beta=0,2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés). (**Tableau 4.5**) (**RPA99ver2003**).

Remarque : le poids total de la structure est donné par le logiciel Robot Bat :

$$W = 58539.44 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_{xstat} = \frac{0.15 \times 2.14 \times 1.20}{4} \times 58539.44 = 5637.35 \text{ KN}$$

$$80\% V_{xstat} = 4509.88 \text{ KN}$$

$$V_{ystat} = \frac{0.15 \times 1.66 \times 1.20}{4} \times 58539.44 = 4372.89 \text{ KN}$$

$$80\% V_{ystat} = 3498.31 \text{ KN}$$

➤ **La résultante des forces sismiques :**

Après l'interprétation des résultats du fichier Robot Bat, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

$$V_{xdyn} = 3640.93 \text{ KN} < 80\% V_{xstat} = 4509.88 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$V_{ydyn} = 3464.53 \text{ KN} < 80\% V_{ystat} = 3498.31 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Remarque :

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{stat}$, il faudra augmenter les paramètres de la réponse

(forces, déplacements, moments) dans le rapport : $r = \frac{0.8 \times V}{V_t}$

$$r_x = \frac{4509.88}{3640.93} = 1.24 \quad ; r_y = \frac{3498.31}{3464.53} = 1.01$$

V.4.2 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 supérieure 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 (N = 9 niveaux)

$$\Rightarrow K \geq 3\sqrt{9} \Rightarrow K \geq 9 \text{ mod } es$$

V.4.3 Vérification de la période : [RPA99 (version 2003)/4.2.4.4] :

La valeur de (T) calculé à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_{\text{dyn}} = 0.83s < 1.3T_{\text{stat}} = 1.3 \times 0.67 = 0.87s \Rightarrow \text{condition vérification}$$

V.4.4 Périodes et facteurs de participation modaux :

Les périodes propres et les formes propre sont résumés dans le tableau :

Tableau V.2 : période et facteur de participation massique

Mode	Période [sec]	Masses cumulées UX [%]	Masses cumulées UY [%]	Masses cumulées UZ [%]
1	0.83	0.23	63.77	0
2	0,79	65.66	64.05	0
3	0,59	67.79	64.13	0
4	0,30	67.88	76.91	0
5	0,29	67.97	78.23	0
6	0,27	78.00	79.22	0
7	0,20	80.74	82.37	0
8	0,19	82.99	82.39	0
9	0,17	85.47	82.58	0
10	0,15	85.72	84.41	0
11	0,13	86.98	85.24	0
12	0,12	89.23	85.87	0
13	0,10	91.01	88.00	0
14	0,09	91.72	88.54	0
15	0,09	91.85	89.33	0
16	0,09	91.85	90.00	0
17	0,09	91.91	91.79	0

V.4.5. Calcul et vérification des déplacements :

D'après le RPA 99 (version 2003) [art.4.4.3] le déplacement horizontal de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit : $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

Avec :

δ_k : Déplacement horizontal au niveau k ;

δ_e : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques obtenu par Robot Bat ;

R : Coefficient de comportement de la structure.

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)}$$

Déplacement relatif admissible (toléré) : [RPA99version2003/5.10]

$$\Delta_{radm} = 1\% h_e$$

h_e : Hauteur d'étage

✓ **Exemple de calcul** : (Niveau : 31.8m – 28.74m)

Suivant X-X :

$$\delta_{ek} = 1.9\text{cm} \Rightarrow \Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)} = 0.2\text{cm}$$

$$\delta_{e(k-1)} = 1.7\text{cm}$$

Suivant Y-Y:

$$\delta_{ek} = 1.5\text{cm} \Rightarrow \Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)} = 0.1\text{cm}$$

$$\delta_{e(k-1)} = 1.4\text{cm}$$

Vérification :

$$\Delta K_x = 0.2\text{cm} < \Delta_{radm}$$

$$\Delta K_y = 0.1\text{m} < \Delta_{radm}$$

$$\Delta_{radm} = 1\% h_e = \frac{306}{100} = 3.06\text{ cm}$$

Remarque :

La vérification du déplacement de tous les niveaux effectués sur le tableau suivant :

Tableau.V. 3: Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement du plancher :

h_k (cm)	Δ_{ek}		Δ_k		vérification
	sens x	sens-y	sens x	sens-y	
306	1.9	1.5	0.8	0.4	$< \Delta_{radm} = 3.06\text{cm}$
306	1.7	1.4	0.8	0.8	$< \Delta_{radm} = 3.06\text{cm}$
306	1.5	1.2	1.2	0.8	$< \Delta_{radm} = 3.06\text{cm}$
306	1.2	1	0.8	0.8	$< \Delta_{radm} = 3.06\text{cm}$
306	1	0.8	0.8	0.4	$< \Delta_{radm} = 3.06\text{cm}$
306	0.8	0.7	0.8	0.8	$< \Delta_{radm} = 3.06\text{cm}$
306	0.6	0.5	0.8	0.8	$< \Delta_{radm} = 3.06\text{cm}$
306	0.4	0.3	0.8	0.4	$< \Delta_{radm} = 3.06\text{cm}$
306	0.2	0.2	0.4	0.4	$< \Delta_{radm} = 3.06\text{cm}$
306	0.1	0.1	0.4	0.4	$< \Delta_{radm} = 3.06\text{cm}$

V.4.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : [RAPA99 version 2003/5.9] Les effets du seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la

condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$

P_k = poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du

niveau k $P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k $V_k = \sum_{i=k}^n Fi$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1)

h_k : Hauteur de l'étage k

Si: $0.10 < \theta_k \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

➤ **Calcul V_K :**
$$V_k = \frac{w_i \times h_i \times (v_t - F_t)}{\sum w_i \times h_i}$$

W_i : Poids propre de l'étage ;

h_i : Hauteur cumulée à la base de la structure ;

V_t : Force sismique totale.

D'après (RPA99 version 2003/4.2.5) :

$F_T = 0$ Si $T < 0.7$ sec \longrightarrow $T_x = 0,53$ sec $< 0,7$ sec $\Rightarrow F_{xt} = 0$

$F_T = 0.07 T.V$ Si $T > 0.7$ sec \longrightarrow $T_y = 0,67$ sec $< 0,7$ sec $\Rightarrow F_{yt} = 0$

Remarque : Si : $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être prise en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Étage	h_K [cm]	P_K [kN]	V_{Kx} [kN]	V_{Ky} [kN]	Δx [cm]	Δy [cm]	θ_x	θ_y	$\theta(x \text{ ou } y) \leq 0,1$
9 ^{eme}	306	618.15	405.00	773.37	0.8	0.4	0,004	0,001	✓
8 ^{eme}	306	5365.74	236.49	1352.77	0.8	0.8	0,05	0,01	✓
7 ^{eme}	306	5594.60	343.83	1859.88	1.2	0.8	0,0	0,008	✓
6 ^{eme}	306	5594.60	593.21	2263.07	0.8	0.8	0,025	0,006	✓
5 ^{eme}	306	5859.27	544.56	2640.69	0.8	0.4	0,028	0,006	✓
4 ^{eme}	306	5859.27	1149.25	2944.54	0.8	0.8	0,01	0,005	✓
3 ^{eme}	306	6158.55	1181.49	3231.33	0.8	0.8	0,01	0,005	✓
2 ^{eme}	306	6157.94	1710.92	3428.52	0.8	0.4	0,009	0,002	✓
1 ^{er}	306	4422.93	1254.55	3427.42	0.4	0.4	0,005	0,002	✓
RDC	306	8100.55	1658.51	3476.48	0.4	0.4	0,006	0,003	✓

Tableau V.4: Vérification de l'effort P.

D'après le tableau ci-dessus :

$\theta < 0.1$ l'effet P- Δ est négligeable.

Donc l'effet P- Δ est négligeable pour les deux directions.

V.5. Conclusion :

L'étude sismique nous a permis d'évaluer le risque sismique et d'entreprendre plusieurs vérifications visant à une conception qui résiste à de tels phénomènes et un comportement parasismique optimal, et cela par une disposition idéale des voiles assurant le contreventement de notre bâtiment.

Les constructions parasismiques doivent suivre un ensemble de règles (RPA99 ver 2003).

Etude portique :

VI.1. Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteau) et horizontaux (poutres)
L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

VI.2. Etude des poutres :

Les poutres sont calculées en flexion composée. Chaque poutre est soumise à un effort normal (N) et à un moment fléchissant (M).

VI.2.1. Combinaisons des charges :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

G : Charges permanentes ;

Q : Charges d'exploitations et

E : Efforts sismiques.

VI.2.2. 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 (version 2003) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q + E \end{array} \right.$$

- La combinaison (1,35G+1,5Q) nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.
- La combinaison (G + Q+E) donne le moment négatif maximum en valeur absolue sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison (0.8 G ± E) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où $M > 0$ de déterminer le ferrailage au niveau des appuis.

Remarque

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel Robot.bat.

VI.2.3-Ferrailage des poutres :

On distingue deux types de poutres :

Poutres principales (30 × 45) cm² ;

Poutres secondaires (30 × 40) cm².

VI.2.3.1. Vérifications des règlements :

➤ **Recommandation du RPA99 (version 2003) (Art 7.5.2) :**

✓ **Armatures longitudinales :**

Armatures minimales : $0.5\% \times B$ en zone IIa.

Armatures maximales

$4\% \times B$ en zone courante

$6\% \times B$ en zone recouvrement

Longueur de recouvrement est de : $50.\emptyset$ en zone IIa.

Avec : **B** : Section de la poutre.

Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_{tmin} = 0.003 \times S \times b$

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 :

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

- En dehors de la zone nodale : $S = \frac{h}{2}$

✓ Règlement BAEL91 :

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple :

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

VI.2.3.2. Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donnés par le logiciel "Robot Bat", on obtient les résultats suivants :

Tableau.VI.1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts normaux.

Type des poutres		Moments		Efforts normaux	
		ELU	ELS	ELU	ELS
PP (30×45)	travée	79.86	58.35	-26.44	-4.73
	appui	-127.5	-93.11	29.38	21.36
PS (30×40)	travée	52.36	37.98	-8.31	-6.10
	appui	-60.27	-43.79	27.27	19.46

VI.2.4. Exemple de calcul :

En prend la Poutre principale (30×45) cm² comme un exemple de calcul.

VI.2.4.1. Calcul des armatures longitudinales :

- a) En travée :

➤ **Etat limite ultime :**

$$M_t^u = 79860N$$

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

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{79860}{11.33 \times 30 \times 40.5^2} = 0.143$$

$$\mu = 0.143 < 0.393 \text{ AcierFeE400} \Rightarrow A' \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.143}) = 0.194$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.194 = 0.922$$

❖ **Détermination des armatures :**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times b \times d} = \frac{79860}{348 \times 0.922 \times 40.5} = 6.1 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des armatures :**

$$6T14 \longrightarrow A=9.24 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite de service :**

$$M_t^s = 58350N$$

Flexionsimple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Sectionrectangulairesan}A' \\ \text{AcierFeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{79.86}{58.35} = 1.37$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.39 > \alpha = 0.194 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Conclusion :**

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b 12 \text{ MPa}$$

-fissuration peu nuisible

-aucune vérification pour σ_s

\Rightarrow les armatures calculées à l'ELU seront maintenue

b) En appuis :

➤ **Etat limite ultime :**

$$M_a^u = -127500N$$

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

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{127500}{11.33 \times 30 \times 40.5^2} = 0.230$$

$$\mu = 0.230 < 0.393 \text{ AcierFeE400} \Rightarrow A' \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.230}) = 0.331$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.331 = 0.868$$

❖ **Détermination des armatures :**

$$A_t^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times b \times d} = \frac{127500}{348 \times 0.868 \times 40.5} = 10.42 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des armatures :**

$$5T16+3T12 \longrightarrow A=13.44 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite de service :**

$$M_a^s = -93110 \text{ N}$$

Flexionsimple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire sans } A \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{127.5}{93.11} = 1.37$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.39 > \alpha = 0.331 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} -\sigma_b < \bar{\sigma}_b 12 \text{ MPa} \\ -\text{fissuration peu nuisible} \\ -\text{aucune vérification pour } \sigma_s \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à l'ELU seront maintenues}$$

VI.2.4.3-Conditions imposées par :▪ **L'RPA99 (version 2003) :**

$$\text{Poutres principales « 30x45 » : } A_{min} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire « 30x40 » : } A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

▪ **Le BAEL.91 :**

$$\text{Poutres principales « 30x45 » : } A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{1.8}{400}$$

$$A_{min} = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire « 30x40 » : } A_{min} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{1.8}{400}$$

$$A_{min} = 1.12 \text{ cm}^2$$

VI.2.4.4. Longueur de recouvrement :

$$A_{tmin} = 50 \phi_{lmax}$$

Remarque :

Etant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est la même que celle déjà montrée ci-avant ; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et les choix du ferrailage.

Tableau VI.2. : Tableau récapitulatif des ferrillages des poutres.

Type des poutres		Amin [cm ²]		A _{cal} [cm ²]	Barres choisis	A _{cor} [cm ²]	Longueur de recouvrement [cm]
		B.A.E.L.	R.P.A.				
Poutres principales (30x45)	Travées	1.4	4.5	6.1	6T14	9.24	70
	Appuis	1.4	4.5	9.1	6T16	12.06	80
Poutres secondaires (30x40)	Travées	1.2	3.9	4.3	4T14	6.16	70
	Appuis	1.2	3.9	3	6T12	6.79	60

VI.3-Etude des poteaux :

VI.3.1-Définition :

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis un effort normal (N) et à deux moments fléchissant (Mz-z et My-y).

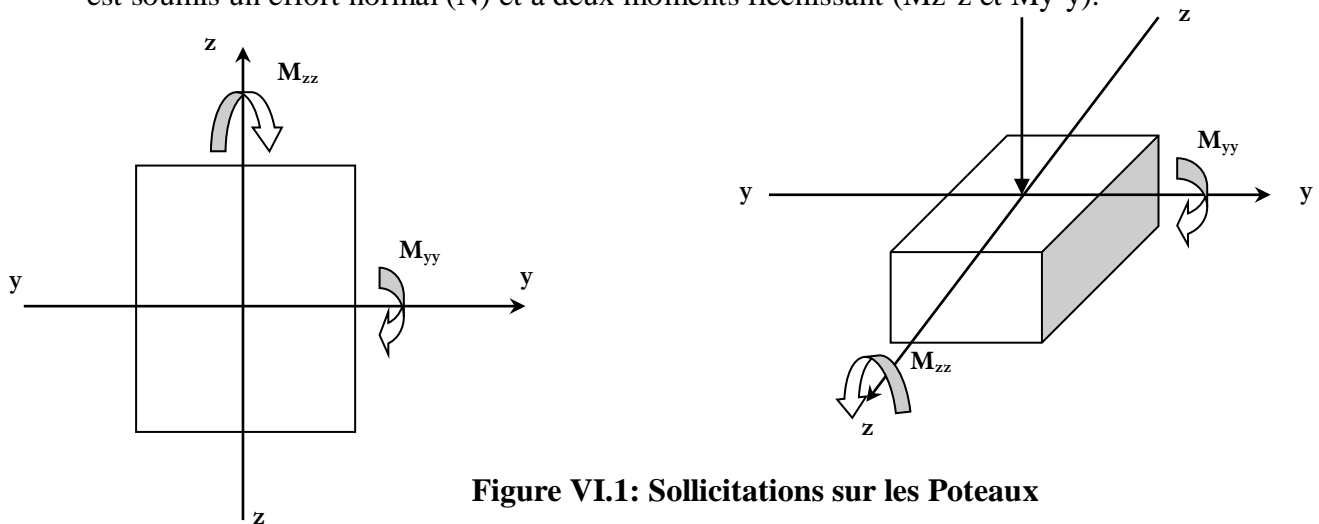


Figure VI.1: Sollicitations sur les Poteaux

VI.3.2-Principe de calcul :

On détermine les sections d'acier A correspondant aux cas suivants :

$$\text{Cas 1 : } \begin{cases} N_{max} \\ M_{yy\text{cor}} \end{cases} \quad \text{Cas 2 : } \begin{cases} N_{min} \\ M_{yy\text{cor}} \end{cases}$$

$$\text{Cas 3 : } \begin{cases} M_{yy\text{max}} \\ N_{cor} \end{cases}$$

VI.3.3-Armatures longitudinales : **Conditions imposées par le RPA99/Version 2003 :**

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0,8% en zone II a.
- Leur pourcentage maximal sera de : 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm, la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa et La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II a.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou flexion composée selon le type de l'effort normal (N) et sa position (e_1) par rapport au noyau central de la section (voir fig.2).

[C.B.A.93/B.8.2.1.0]

1. Compression simple si N est dans le noyau central c.à.d :

$$\bullet \quad e_1 \leq \frac{h}{12} \quad \text{Pour section rectangulaire ;}$$

2. Flexion composée si N est hors le noyau central, c.à.d :

$$\bullet \quad e_1 > \frac{h}{12} \quad \text{Pour section rectangulaire ;}$$

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel ROBOT 2009 sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable (**1,35G+1,5Q**) pour la situation durable et (**G+Q±E**) et (**0.8G±E**) pour la situation Accidentelle. **[RPA99/V.5.2]**

Le ferrailage : Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA99 et le BAEL91.

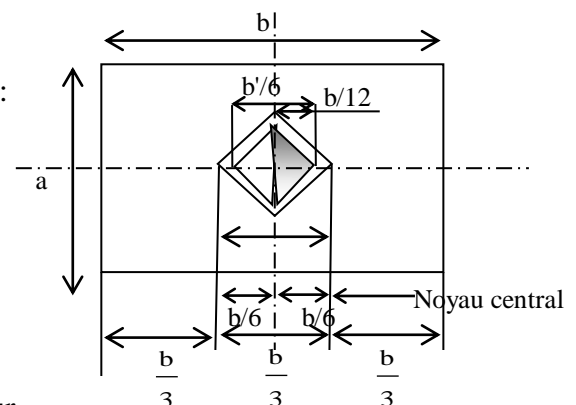
A. Les armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

a. Conditions de RPA99 : [RPA99/7.4.2.1]

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8% en zone II a.



FigVII.2. Schéma de noyau centrale

- Leur pourcentage maximal 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

b. Conditions de BALE 91 :

- La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

[B.A.E. L91/A.8.1,21]

- $A_l \geq 4cm^2$ par mètre de périmètre
 - $0.2\% B \leq A_l \leq 5\% B$
- } Pour une section entièrement comprimée.

Avec B : la section totale du poteau.

- $A_{\min} = 0.23 \frac{ft28}{fe} b_0 d \frac{e - 0.45d}{e - 0.185d}$ pour une section partiellement comprimée.

Avec : e : excentricité totale de l'effort normal ;

d : hauteur utile de la section.

- $A_{\min} = \frac{ft28}{fe} B$ pour une section entièrement tendue.

- Pour les sections rectangulaires, la distance maximale c de deux barres voisines doit respecter la condition suivante :

- $c \leq \min (b+10cm ; 40cm)$

b étant le petit côté du rectangle .

B. Les armatures transversales :

a. Conditions de RPA99 : [RPA99/7.4.2.2]

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

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_c}$$

Avec : T_u : effort tranchant ;

a : hauteur totale de la section brute;

f_c : limite élastique des armatures transversales;

ρ_a : coefficient dépend de l'élançement géométrique λ_g

$$\rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \quad \lambda_g = \frac{lf}{a}$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

- δ_t : espacement entre les armatures transversales;

Dans la zone nodale :

$$\delta_t \leq \min (10\phi_1 ; 15cm) \quad (\text{zone IIa})$$

Dans la zone courante :

$$\delta_t \leq 15\phi_1 \quad (\text{zone IIa})$$

- Section minimale des armatures transversales : $\frac{A_t}{\delta_t \times b}$ en % est donné comme :

Si : $-\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.4\%$
 $-\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$
 $-3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ interpolation des valeurs limites précédentes avec :

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec : a et b: dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

L_f : longueur du flambement.

b. Conditions de BAEL91 : [BAEL91/A.8.1.3]

- Le diamètre des armatures transversales doit être $\phi_t \leq \frac{1}{3} \phi_{l \max}$
- L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t = \min(15\phi_{l \min}, 40\text{cm}, b + 10\text{cm})$$

Avec : b : la plus petite dimension de la section transversale du poteau

$\phi_{l \min}$: le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.

Tableau VI.3: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux.

Combinaison	Section (cm2)		(30x30)	(35x35)	(40x40)	(45x45)	(50x50)
	Sollicitations		[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]
ELU (1,35G+1,5Q)	Cas 1	$N_{max}(KN)$	327.91	626.49	957.79	1334.3	1614.45
		$M_{yy\text{cor}}(KN.m)$	11.03	12.1	10.47	6.86	-8.26
	Cas 2	$N_{min}(KN)$	-3.31	72.44	185.34	296.23	399.9
		$M_{yy\text{cor}}(KN.m)$	0.02	-0.64	-6.60	6.64	6.41
	Cas 3	$M_{yy\text{max}}(KN.m)$	20.48	21.67	20.42	19.6	31.29
		$N_{cor}(KN)$	69.93	392.1	652.26	369.26	809.11
Situation accidentelle (G+P+E) (0,8G±E)	Cas 1	$N_{max}(KN)$	261.58	506.85	779.23	1354.7	2414.68
		$M_{yy\text{cor}}(KN.m)$	-31.55	-42.49	72.56	-5.16	-125.79
	Cas 2	$N_{min}(KN)$	-57.23	-69.18	-279.59	-670	-1316.28
		$M_{zz\text{cor}}(KN.m)$	-23.17	-17.35	-29.00	-22.29	121.39
	Cas 3	$M_{yy\text{max}}(KN.m)$	55.88	78.65	93.54	88.23	125.79
		$N_{cor}(KN)$	126.92	351.82	605.91	890.56	2414.68

VI.3.5. Exemple de calcul :

Ferrailage du poteau de Section : $(40 \times 40) \text{ cm}^2$.

A – Sollicitations de calcul :**Calcul des armatures :**

Les armatures longitudinales :

$$b = 40 \text{ cm} \quad h = 40 \text{ cm} \quad d = 36 \text{ cm}$$

Cas 1 :**Calcul A₁ :**

$$M_y = 10.47 \text{ KN.m}$$

$$N = 957.79 \text{ KN}$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = 1.09 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{12} = 3.33 \text{ cm}$$

$e_1 < \frac{h}{12} \Rightarrow$ le centre de pression se trouve dans

le noyau central .

La section sera calculée en compression simple.

Etat limite ultime de résistance :

$$A'_1 = \frac{N - 100 B \cdot \sigma'_b}{100 \cdot \sigma'_2} = \frac{957.79 \times 10^3 - 100 \times 40 \times 40 \times 11.33}{100 \times 348}$$

$$A'_1 = -24.57 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A'_1 = 0$$

Etat limite de stabilité de forme :

$$\lambda = 18.56$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.80$$

$$A''_1 \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{\beta_R \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A''_1 \geq \left(\frac{957790}{0.80} - \frac{1600 \times 20 \times 10^2}{0.9 \times 1.5} \right) \cdot \frac{1.15}{400 \times 10^2} = -33.73 \text{ cm}^2.$$

$$A''_1 < 0 \Rightarrow A''_1 = 0$$

$$A_1 = \max(A'_1; A''_1) \Rightarrow A_1^{cas1} = 0$$

$$A_1^{cas1} = 0$$

Cas 2 :**Calcul A₂ :**

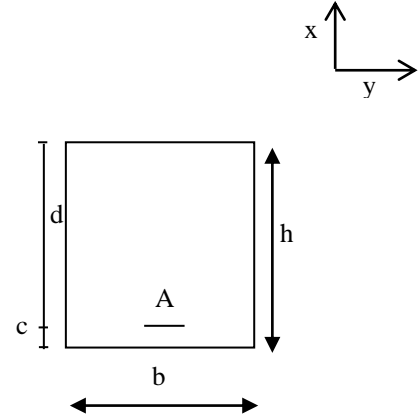
$$M_y = -6.60 \text{ KN.m}$$

$$N = 185.34 \text{ KN}$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = 3.56 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{12} = 3.33 \text{ cm}$$

$e_1 > \frac{h}{12} \Rightarrow$ L'effort normal est appliqué hors du noyau centrale



FigVII.6. Section de calcul dans le sens y-y

⇒ La section sera sollicitée à flexion composée

Remarque :

Dans les pièces comprimées, il apparaît un risque de flambement, ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué ⇒ les pièces soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

Dans tous les poteaux de notre structure, l'élanement $\lambda < 35$ (voir pré dimensionnement des poteaux) avec :

$$\lambda = 2 \times \sqrt{3} \frac{l_f}{h} < 35 \Rightarrow \frac{l_f}{h} < 10.11 \quad \left(\frac{l_f}{h} : \text{Élanement géométrique} \right)$$

$$\Rightarrow \frac{l_f}{h} \leq \max \left[15; 20 \frac{e_1}{h} \right] \text{ dans tous les cas } \Rightarrow \text{le poteau est peut élané.}$$

Donc, la section peut être justifiée en flexion composée vis-à-vis l'état limite ultime de résistance, à condition de remplacer l'excentricité du 1^{er} ordre e_1 par une excentricité majorée : **[BAEL91/A4.3.5]**

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{l_0}{250} \right] : \text{Excentricité additionnelle ;}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \cdot \varphi) : \text{excentricité du second ordre ;}$$

$l_f = 0.7l_0$: longueur de flambement ;

l_0 = longueur libre du poteau.

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{esr}} \right) \text{ et } \alpha \in [0 \div 1]$$

φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanées sous la charge considérée; φ est généralement pris égal à 2.

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u \text{ inchangé} \quad M_u = e \times N_u$$

Pour notre cas :

$$l_0 = 306 \text{ cm.}$$

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{l_0}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right] = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \cdot \varphi) = \frac{3 \times 214.2^2}{10^4 \times 40} (2 + 0.71 \times 2) = 1.18 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

$$e = 3.56 + 2 + 1.18 = 6.74 \text{ cm}$$

$$e = 6.74 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = 16 \text{ cm} \Rightarrow \text{La section est entièrement comprimée.}$$

$$N_u(d - d') - M_1 < (0.5h - d')bh\sigma_{bc}$$

$$M_1 = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 6.60 + 185.34 \times \left(36 - \frac{40}{2} \right) \times 10^{-2} = 36.25 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_1 < (0.5h - d')bh\sigma_{bc} \rightarrow 25.84 < (\text{Armatures simple})$$

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N_u(d-d')-M_1}{bh^2\sigma_{bc}}}{0.8571 - \frac{d'}{h}}$$

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{185.34(36-2.5)-36.25}{(40 \times 40^2 \times 11.33)}}{0.8571 - \left(\frac{2.5}{40}\right)} = 0.46$$

$$\varepsilon'_s = 2\text{‰} + (3.437 - 8.019 \frac{d'}{h}) \sqrt{(1 - \Psi)}$$

$$\varepsilon'_s = 2\text{‰} + \left(3.437 - 8.019 \frac{2.5}{40}\right) \sqrt{(1 - 0.46)} = 2.16$$

$$\sigma_s^1 = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \sigma_s^1 = 348$$

$$A_1 = \frac{N_u - \psi b h \sigma_{bc}}{\sigma_s^1} = 5.08$$

$$M_f = N \times e_f$$

$$M_f = N \times \left(e + d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_f = 185.34 \times [6.74 + (36 - 20)] \times 10^{-2}$$

$$M_f = 42.146 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{42146}{11.33 \times 40 \times (36)^2} = 0.0718 < \mu_L = 0.379$$

$$\Rightarrow A' \neq \text{et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0.0932; \quad \beta = 0.963$$

$$A = \frac{M_f}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{42146}{348 \times 0.963 \times 36} = 3.49 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 3.49 - \frac{185.34 \times 10^3}{100 \times 348} = -1.84 \text{ cm}^2$$

$$A_2^{\text{case2}} = 0$$

Remarque :

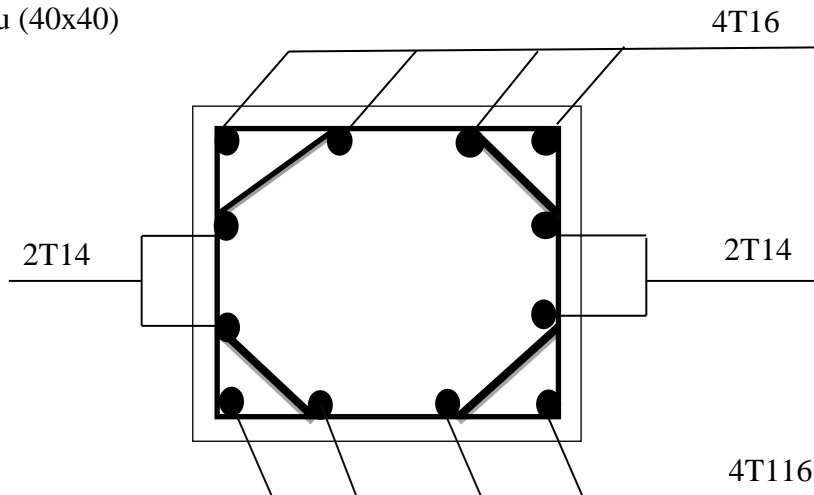
Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que précédemment ; et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux

Section	$A^{cal}(cm^2)$	$A^{min}(cm^2)$		Ferrailage	$A(cm^2)$	Long de rec(cm)
		RPA	BAEL			
(50x50)	23.2	25	8	8T16+8T14	28.4	80
(45x45)	9.8	20.3	7.2	8T16+4T14	22.24	80
(40x40)	5.5	16	6,5	8T16+4T14	22.24	70
(35x35)	2.8	12.3	5,6	6T14+4T12	13.76	70
(30x30)	3.9	9	4,8	8T14	12.32	70

VI.4. Dessin de ferrailage :

Poteau (40x40)

**Fig.VII.7:** Ferrailage des poteaux (40x40)cm²

VII. Étude des voiles

VII.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 un seul type de voiles :

-Voile de contreventement.

VII.2. Ferrailage des voiles :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

Sous l'action des forces horizontales dues au séisme, ainsi que les forces due aux charges verticales, le voile est sollicité à la compression centré et traction simple.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

Moment fléchissant et effort normaux provoqués par l'action du séisme.

Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

VII.2 .1. Description relative aux armatures des voiles :

Tout en admettant que :

$N < 0$ est un effort de compression.

$N > 0$ est un effort de traction.

VII .2.2. Disposition constructives des armatures :

On devra disposer les ferrailages suivants [RPA99/2003/7.7.4] :

Les armatures verticales.

Les armatures horizontales.

VII.2.3. Ferrailage minimal :

Lorsque la section d'acier calculée est nulle ou trop faible, les différents règlements imposent des sections minimales d'acier.

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile : $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$

En zone courante : $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ (RPA99/verssion2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $\delta \leq \min(1.5 \times e; 30\text{cm})$ en zone courante.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingle au m². Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;

-20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

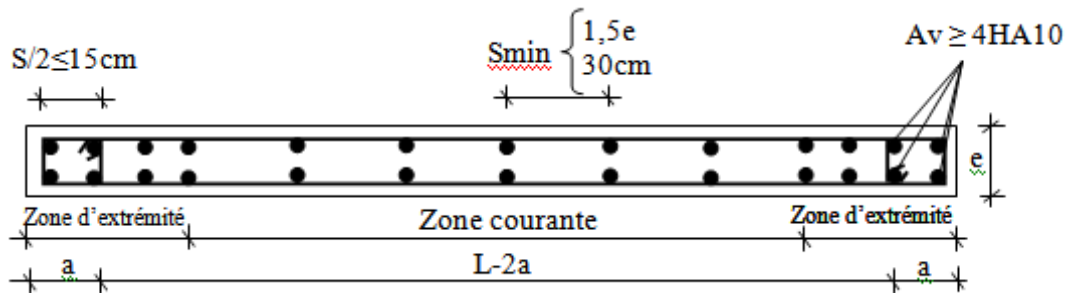


Figure VII.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VII.2.4. Vérification de l'effort tranchant et calcul des armatures horizontales :

- Contraintes limites de cisaillement :

$$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$$

$$\text{Il faut que : } \tau_u = \frac{\bar{\tau}_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{V}_u = 1,4 \cdot V_{u\text{calculée}}$$

b : épaisseur du voile;

d : hauteur utile = $0,9 \cdot h$

h : hauteur totale de la section brute.

VII.2.5 Espacement minimal des armatures horizontales :

$$\delta_t \leq \min(1,5 \times 15; 30\text{cm}) = 22,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en zone courante}$$

$$\delta_t \leq \frac{30}{2} = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{ en zone d'extrémité.}$$

VII.3. Détermination du Ferrailage des voiles de contreventement :

Ferrailage des trumeaux :

Le ferrailage des voiles se fera sous les sollicitations verticales et horizontales.

Le calcul du ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable.

VII.3.1. Calcul du ferrailage :

- Détermination des sollicitations (N, M) :

Les résultats sont donnés par logiciel robot.bat, les sollicitations (N, M) du panneau le plus sollicité sont :

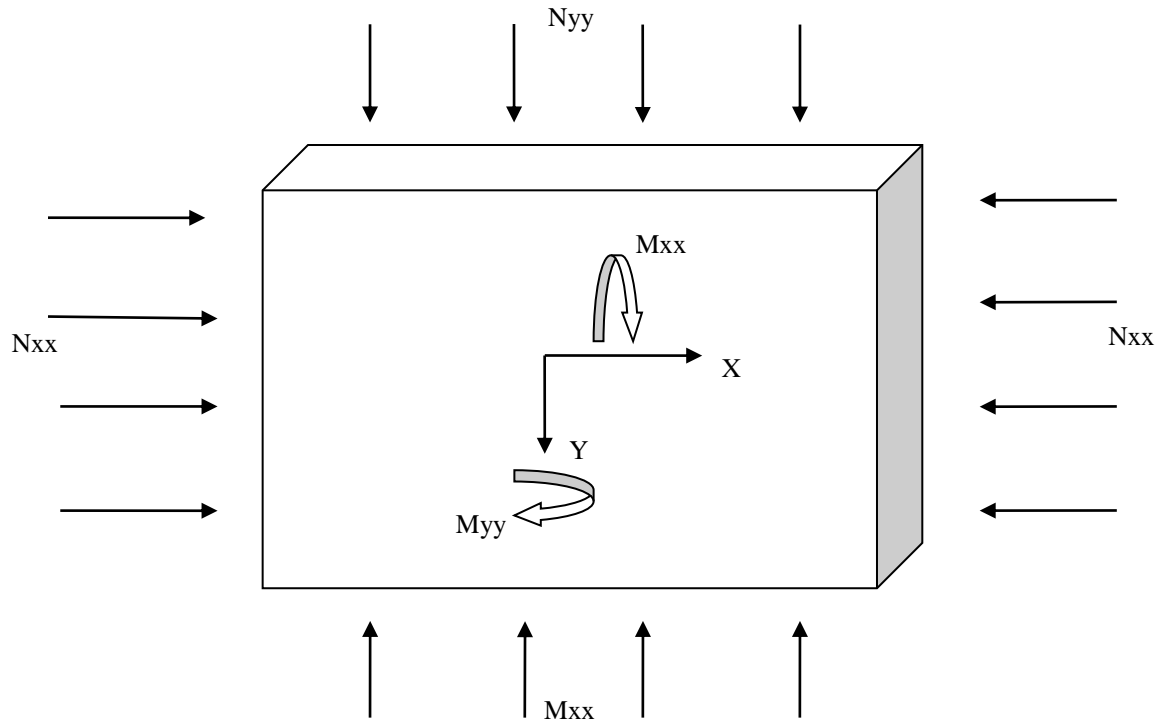


Fig. VIII.2: Sollicitations sur les voiles

➤ Calcul en l'ELU (situation accidentelle) :

Sens y-y:

$$\begin{cases} N_{YY\max} = 1349.30 \text{ KN} \\ M_{\text{cor}} = 0.3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\lambda = 2\sqrt{3} \frac{l_f}{a} \rightarrow \lambda = 2\sqrt{3} \frac{2.142}{0.15} = 49.47$$

$$\lambda = 49.47 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.61$$

$$B_r = (a - 2)(b - 2)$$

$$B_r = (100 - 2)(15 - 2) = 1274$$

$$A_{\text{th}} = \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_{\text{th}} = \left[\frac{1349.3}{0.61} - \frac{1274 \times 10^{-2} \times 25}{0.9 \times 1.15} \right] \frac{1}{400} = 4.76$$

$$A_{\min} = 15 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{th}}, A_{\min}) = A_{\text{th}} = 15 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**
8T14 + 4T12 = 16.84 cm²
- **Les armatures transversales :**
 $\phi_t = \phi_{\max}/3 \rightarrow \phi > 14/3 = 6$
 $\phi = 6$

Calcul en l'ELS :

- **Ferraillage suivant l'axe y-y :**

$$\begin{cases} N_{YY} = -468.99 \text{ KN} \\ M_{\text{cor}} = -0.01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} \times 400, 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right)$$

$$\sigma_s = \min(267, 202) \text{ Mpa} \leftrightarrow \sigma_s = 202 \text{ Mpa}$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_s} = \frac{0.46899}{202} = 0.0023 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{ser}} = 23 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{ser}}, A_{\min}) = \max(23, 15)$$

$$A = 23 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$7T16 + 9T14 = 24.38$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$B \leq \frac{A \times f_e}{f_{t28}} \Rightarrow 100 \times 15 \leq \frac{24.38 \times 400}{2.1}$$

$$1500 < 4643.81 \rightarrow \text{Vérifié}$$

VIII. Etude d'infrastructure

VIII.1 Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provient de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharges d'exploitation, les surcharges climatique et sismique.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

a. Fondation superficielles :

- Semelles isolées ;
- Semelles filantes ;
- Semelles générales.

b. Fondation profondes :

- Semelle sur puits ;
- Semelle sur pieux.

➤ **Vérification la semelle filante et donner par N représente la somme des charges par file :**

$$\sigma_{\text{sol}}^- = 2.5 \text{ bars} ; l_x = 29.75 \text{ m} ; l_y = 15.4 \text{ m}$$

$$S_s = \frac{N_{\text{max}}}{\sigma_{\text{sol}}^-} = \frac{5780757}{2.5} = 231.23 \text{ m}^2$$

$$S_b = L \times l = 29.75 \times 15.4 = 458.2 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } \frac{S_s}{S_b} = \frac{231.23}{458.2} = 0.51 = 51\% > 50\%$$

➤ **Conclusion :**

Alors on choix d'un radier général est indispensable

VIII.2 Etude du radier :

VIII.2.1 Généralité :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposent sur les poteaux, il sera soumis à la réaction du sol.

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable.

Remarque :

Il sera calculé à la flexion simple selon les combinaisons d'action suivantes :

➤ L'état limite ultime :

- Situation durable et transitoire :

ELU → $1,35G + 1,5Q$

- Situation accidentelle :

{	ACC1 →	G + Q + E	[RPA99version2003/10.1.4.1]
	ACC2 →	G + Q - E	
	ACC5 →	0.8G + E	
	ACC5 →	0.8G - E	

➤ L'état limite de service :

ELS → $G + Q$

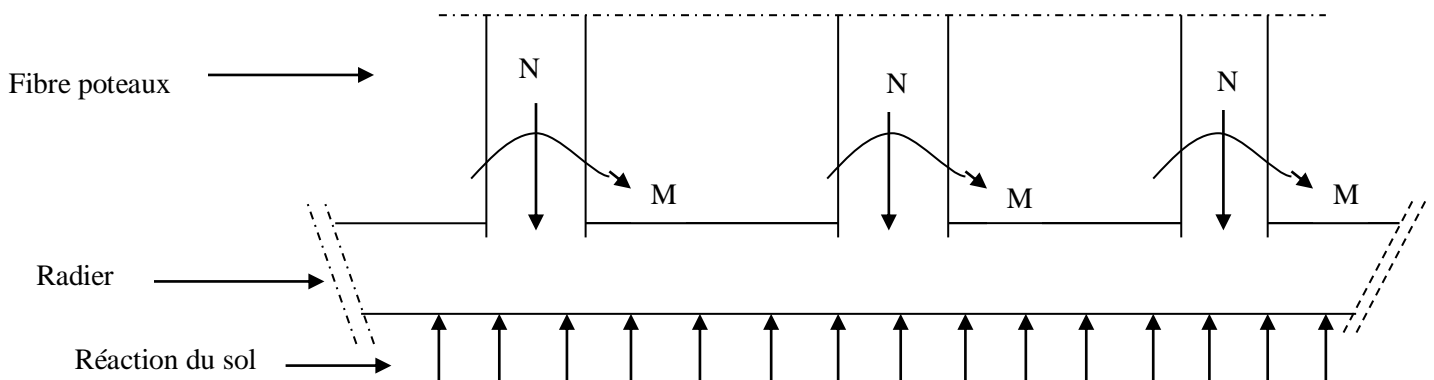


Fig VIII.1 : Schéma du radier général

VIII.2.2 Pré-dimensionnement du radier :**➤ Hauteur du radier :**

Le pré-dimensionnement de ce dernier 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.

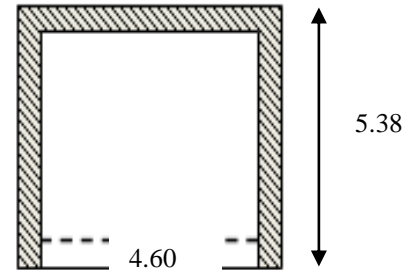


Fig VIII.2 : Dimensions du panneau de dalle le plus sollicité

➤ Condition forfaitaire :

$$L=5.38m$$

Avec :

L : La plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$\frac{L}{8} \leq h_r \leq \frac{L}{5} \Rightarrow \frac{538}{8} \leq h_r \leq \frac{538}{5} \Rightarrow 67.25cm \leq h_r \leq 107.6cm$$

➤ Condition de rigidité :

$$L \geq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

L_e : 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, $K=40MN/m^3$ [HENRY THOBIER]

E: module d'Young du béton ($E=3.10^4 MPa$);

I : inertie du radier ($I=\frac{b \cdot h^3}{12}$);

B : largeur du radier.

Pour notre cas :

$$L=5.38 \text{ m} \quad h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 40}{3 \cdot 10^4} \left(\frac{2 \cdot 5.38}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0.82m$$

➤ **Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier ;

b : Epaisseur du radier ;

N_u : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.LU

Pour notre structure.

$$N_{u \max} = 1936.25 \text{ KN}$$

Appliquée par un poteau de section carré (50×50) cm²

$$U_c = 2 * a' + 2 * b'$$

Avec :

$$a' = a + h \text{ et } b' = a'$$

$$\text{Donc : } U_c = 4(a + h) = 4 \times (0.5 + h) = 2 + 4h$$

$$N_u \leq 0,045 \times (2 + 4h) \times h \times \frac{20}{1.5} \Rightarrow 1200h + 2400h^2 - 1936.25$$

$$\sqrt{\Delta} = 3880 \rightarrow h > 0.62 \text{ m}$$

La hauteur des nervures : h_n

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{538}{10} = 53.8 \text{ cm}$$

On prendra $h_n = 60 \text{ cm}$

Epaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{538}{20} = 26.9 \text{ cm}$$

On prendra $e = 30 \text{ cm}$

Remarque :

Pour satisfaire les quatre conditions, soit $h = 100 \text{ cm}$

Calcul le débordement :

$$d \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max(50 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) \Rightarrow d = 50 \text{ cm}$$

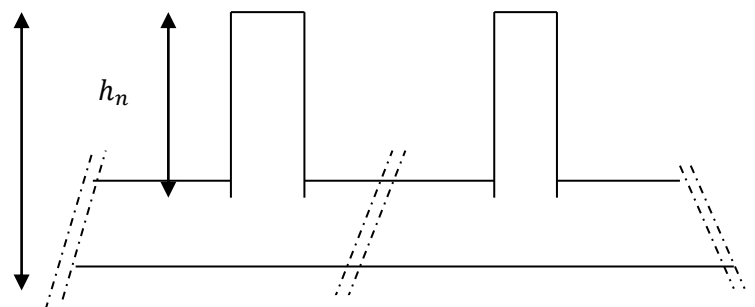


Fig VIII.3 : Dimension du radier

Calcul la surface de radier :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{debord}} = (29.75 + 1) \times (15.4 + 1)$$

$$S_{\text{radier}} = 504.3 \text{ m}^2$$

➤ **Condition de cisaillement : [BAEL91/A5.2,2]**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 0.93 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} = \frac{T^{\text{max}}}{b \cdot 0.9h} \leq \overline{\tau_u} \quad [\text{BAEL91/A5.1, 1}]$$

τ_u : Contrainte tangentielle ;

T^{max} : Effort tranchant max ;

$\overline{\tau_u}$: Contrainte tangentielle admissible.

$$T^{\text{max}} = \max(T_x^{\text{max}}; T_y^{\text{max}})$$

On a : $\frac{L_x}{L_y} = \frac{4.60}{5.38} = 0.86 \Rightarrow$ le panneau travaille suivant deux directions.

Donc :

$$\left. \begin{aligned} T_x^u &= \frac{\overline{q_u} \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \\ T_y^u &= \frac{\overline{q_u} \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{aligned} \right\}$$

➤ **Le poids de la superstructure :**

$$G = 37072.21 \text{ KN} ; Q = 5 \text{ KN/m}$$

$$\overline{q_u} = 1.35 \times \frac{G}{S_r} + 1.5Q = 1.35 \times \frac{37072.21}{504.3} + 1.5 \times 5 \Rightarrow \overline{q_u} = 106.74 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1 m de largeur : $q_u = \overline{q_u} = 1 \times 106.74 = 106.74 \text{ KN/ml}$

$$T_x^u = \frac{106.74 \times 4.60}{2} \times \frac{5.38^4}{5.38^4 + 4.60^4} = 159.99 \text{ KN}$$

$$T_y^u = \frac{106.74 \times 5.38}{2} \times \frac{4.60^4}{4.60^4 + 5.38^4} = 100.01 \text{ KN}$$

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max}) \Rightarrow T^{\max} = 159.99 \text{ KN}$$

$$h \geq \frac{T^{\max}}{0,9 \times b \times \bar{\tau}_u} = \frac{159990}{(0,9 \times 100 \times 1.25) \times 100} = 23.97 \text{ cm}$$

➤ **Pré-dimensionnement des poutres.**

$$b_0 = b_{poteaux} = 50 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_y - b_0}{2}; \frac{L_x}{10} \right);$$

$$L_x = 460 \text{ cm}; L_y = 538 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_x}{10} = \frac{460}{10} = 46 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L_y - b_0}{2} = \frac{538 - 50}{2} = 244 \text{ cm} \end{cases}$$

$$b_1 = 46 \text{ cm}$$

$$b = 2 b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 46 + 50 = 142 \text{ cm}$$

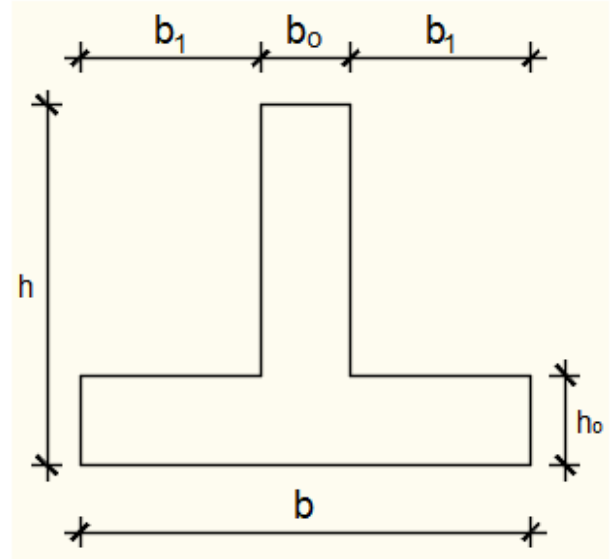


Fig VIII.4 : Dimension de la poutre

Tableau VIII.1 : Dimension des poutres.

	Poutres principales	Poutres secondaires
$h(cm)$	100	100
$h_0(cm)$	40	40
$b_0(cm)$	50	50
$b_1(cm)$	46	46
$b(cm)$	142	142

VIII.3 Détermination de la sollicitation :

a. Caractéristiques du radier :

$$h = 100 \text{ cm}, e = 40 \text{ cm}; h_n = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Surface du radier } S = 504.3 \text{ m}^2$$

Avec : V_x, V_y : Abscisses du centre de gravité du radier

$$I_{xx} = I_{xG} + A_i (y_G - y_{GI})^2$$

$$I_{yy} = I_{yG} + A_i (X_G - X_{GI})^2$$

$$I_{xx} = 21738.47m^4$$

$$I_{yy} = 33414.85m^4$$

$$V_x = 10.12m$$

$$V_y = 12.91m$$

➤ **Calcul du poids du radier :**

$$W = W_{radier} + W_{batiment}$$

$$P_s = b_0(h-h_0) \times (l_y - 7 \times 0.60) \times 25 = 0.40 \times 0.60 \times (15.4 - 7 \times 0.6) \times 25 = 672KN$$

$$P_p = b_0(h-h_0) \times (l_x - 5 \times 0.60) = 0.40 \times 0.60 \times (29.75 - 7 \times 0.60) \times 25 = 1533KN$$

$$P_1 = \gamma \times S \times e = 25 \times 504.3 \times 0.30 = 3782KN$$

$$P = P_1 + P_p + P_s = 3782 + 672 + 1533 = 5987KN$$

➤ **Vérification vis à vis de l'effort de soulèvement :**

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$P \geq F_s \times S \times \gamma \times Z$$

Avec :

P : poids du bâtiment.

S : surface d'assise du bâtiment

Z : l'ancrage

γ : Poids volumique de l'eau (1t/m³)

Pour la structure étudiée :

$$P_f = F_s \times S \times \gamma \times Z = 1.5 \times 1 \times 1.5 \times 3.06 \times 504.3 = 3472.11t$$

➤ **Surcharges d'exploitation : Q_R**

$$Q_r = 5 \times S = 5 \times 504.3 = 2521.5KN$$

➤ **Combinaisons d'actions :**

Situation durable et transitoire :

$$N_u = N_u^1 + N_u^2$$

Avec :

$$(1,35G+1,5Q) + (1,35P_r+1,5 Q_r)$$

$$\underbrace{\hspace{10em}}_{N_u^1} \quad \underbrace{\hspace{10em}}_{N_u^2}$$

N_u^1 : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le logiciel Robot Bat sous la combinaison ELUR.

M_x et M_y : Résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée, c'est-à-dire:

$$M_{x1G} = \sum (M_x + F_y \cdot (x_i - x_g))$$

$$M_{y1G} = \sum (M_y + F_x \cdot (y_i - y_g))$$

M_x, M_y, F_z Sont donnés par le logiciel Robot Bat ;

x, y : Abscisses du point d'application de F_z .

➤ **Etat limite ultime :**

$$N_u^1 = 57807.57 \text{ KN}$$

$$N_u = 57807.57 + (1.35 \times 5987 + 1.5 \times 2521.5) = 69672.27 \text{ KN}$$

$$M_x = 12.4 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 14.01 \text{ KN.m}$$

Avec :

➤ **Situation accidentelle :** $[(G + Q \pm E) + Q_r + P_r]$

$$N_u^1 = 68499.10 \text{ KN}$$

$$N_u = 68499.1 + (5987 + 2521.5) = 77007.6 \text{ KN}$$

$$M_x = 315.20 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 32.27 \text{ KN.m}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S) :** $(G + Q) + (p_r + Q_r)$

$$N_{ser}^1 = 42245.6 \text{ KN}$$

$$N_s = 42245.6 + (5987 + 2521.5) = 50754.1 \text{ KN}$$

$$M_x = 8.70 \text{ KN.m}$$

$$M_y = -10.29 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes sous radier :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure (sous le radier)

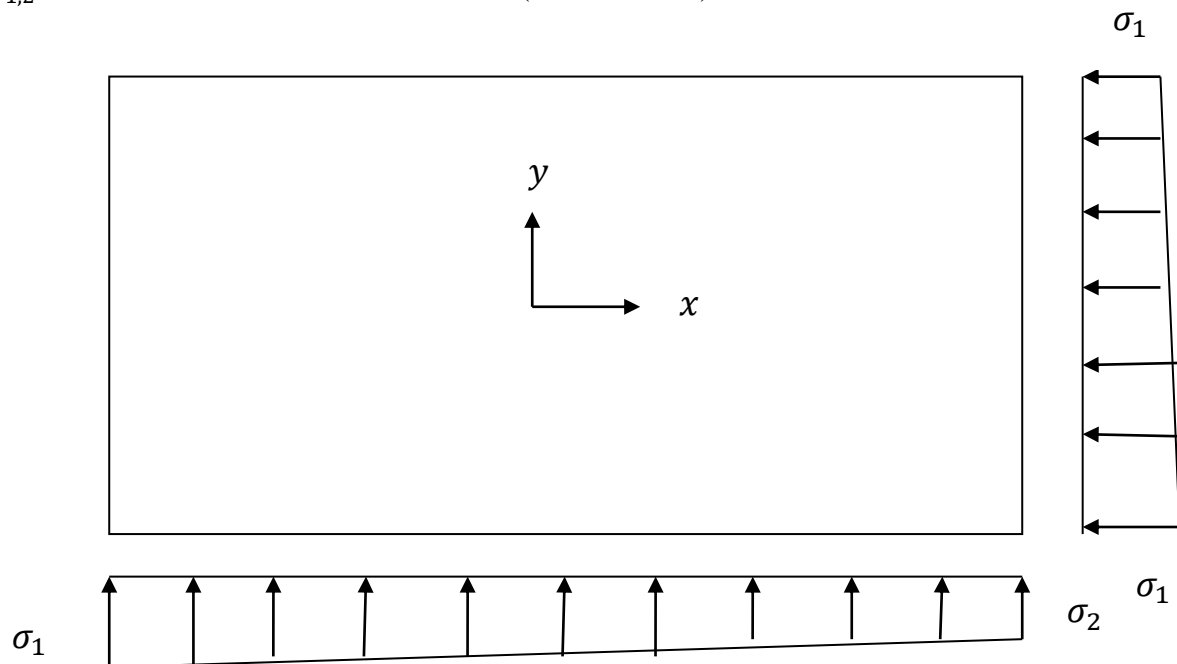


Fig VIII.5 Schéma des contraintes du sol

Situation durable et transitoire :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_u}{I_r} \cdot V$$

$$N_u = 69672.27 \text{KN}$$

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2.5 \text{bars}$$

$$\overline{\sigma}_{\text{adm}} = \overline{\sigma}_{\text{sol}}^u = 2\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 5 \text{bars}$$

➤ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{69672.27}{504.3} \pm \frac{12.4}{21738.47} \times 10.12 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.38 \text{bars} < \sigma_{\text{adm}} = 5 \text{bars} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.38 \text{bars} < \sigma_{\text{adm}} = 5 \text{bars} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

• **La contrainte moyenne :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.38 \text{bars}$$

➤ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{69672.27}{504.3} \pm \frac{14.01}{33414.85} \times 12.91 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.38 \text{ bars} < \overline{\sigma_{\text{adm}}} = 5 \text{ bars} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.38 \text{ bars} < \overline{\sigma_{\text{adm}}} = 5 \text{ bars} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

• **La contrainte moyenne :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.38 \text{ bars}$$

➤ **Situation accidentelle**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_r} \pm \frac{M_{\text{ser}}}{I_r} \cdot V$$

$$N_{\text{acc}} = 77007.6 \text{ KN}$$

➤ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{77007.6}{504.3} \pm \frac{315.2}{21738.47} \times 10.12 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.53 \text{ bars} < \sigma_{\text{adm}} = 2.5 \text{ bars} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.53 \text{ bars} < \sigma_{\text{adm}} = 2.5 \text{ bars} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

• **La contrainte moyenne :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.53 \text{ bars}$$

➤ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{77007.6}{504.3} \pm \frac{32.27}{33414.85} \times 12.91 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.53 \text{ bars} < \overline{\sigma_{\text{adm}}} = 2.5 \text{ bars} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.53 \text{ bars} < \overline{\sigma_{\text{adm}}} = 2.5 \text{ bars} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

• **La contrainte moyenne :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.53 \text{ bars}$$

➤ **Etat limite service :**➤ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{50754}{504.3} \pm \frac{8.70}{33414.85} \times 10.12 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.01 \text{ bars} < \overline{\sigma_{\text{adm}}} = 2.5 \text{ bars} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.01 \text{ bars} < \overline{\sigma_{\text{adm}}} = 2.5 \text{ bars} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- **La contrainte moyenne :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.01 \text{ bars}$$

- **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{50754}{504.3} \pm \frac{10.29}{33414.85} \times 12.91 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.01 \text{ bars} < \sigma_{adm} = 3.75 \text{ bars} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.01 \text{ bars} < \sigma_{adm} = 3.75 \text{ bars} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- **La contrainte moyenne :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.01 \text{ bars}$$

VIII.3 Ferrailage du radier :

- **Ferrailage de la dalle :**

-Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.

-La fissuration est considérés comme préjudiciable

- **Détermination des efforts :**

Charge pour une bande de 1m.

$$q = \sigma_m \times 1 \text{ m}$$

$$\text{Le panneau le plus sollicité : } \begin{cases} L_x = 4.60 \text{ m} \\ L_y = 5.38 \text{ m} \end{cases}$$

$\zeta = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.60}{5.38} = 0.86 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle porte suivant les deux directions.

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \longrightarrow \text{Suivant la direction } L_x$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \longrightarrow \text{Suivant la direction } L_y$$

- **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$q_u = \sigma_m \cdot 1 \text{ m} = 138 \text{ KN}$$

- **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$q_{ser} = \sigma_m \cdot 1 \text{ m} = 101 \text{ KN}$$

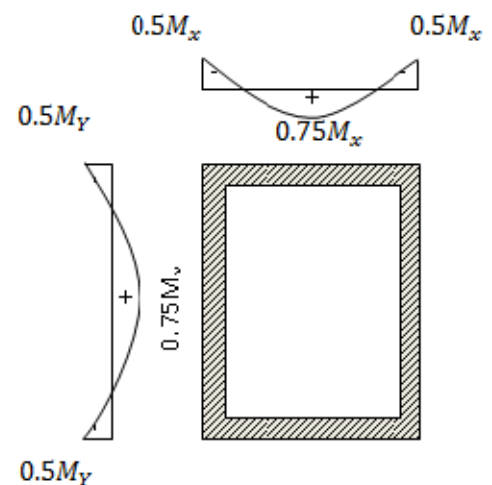


Fig VIII.6 : Schéma du panneau de la dalle

Tableau VIII.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et travées :

Moment \ Sens	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
M_a [daN.m]	633.18	517.13	434.62	403.05
M_t [daN.m]	949.77	775.69	651.91	544.05

• **Calcul des armatures :**

➤ **Enrobage :**

Fissuration préjudiciable $a=2$ cm

$$C_x = a + \frac{\phi}{2}$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi_{max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm}$$

Donc : $\phi = 2$ cm

$$C_x = a + \frac{\phi}{2} = 2 + \frac{2}{2} = 3 \text{ cm}$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} = 2 + 2 + \frac{2}{2} = 5 \text{ cm}$$

$$d_x = h_0 - C_x = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$$

$$d_y = h_0 - C_y = 30 - 5 = 25 \text{ cm}$$

➤ **Section de calcul :**

a. **Sens x-x :**

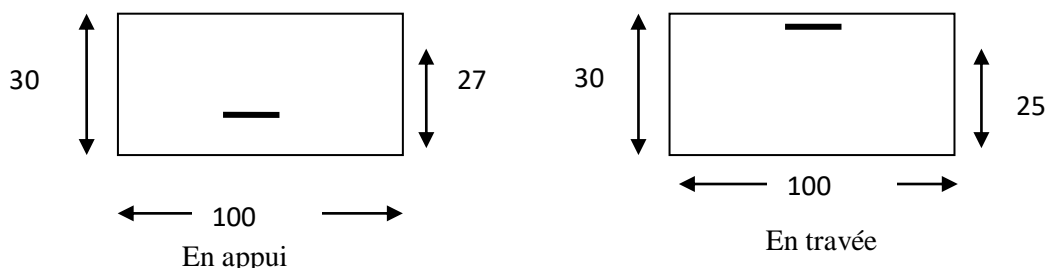


Fig VIII.8: Section de calcul dans le sens x-x

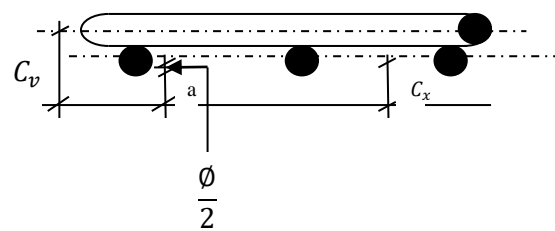


Fig VIII.7 : Enrobage

b. Sens y-y:

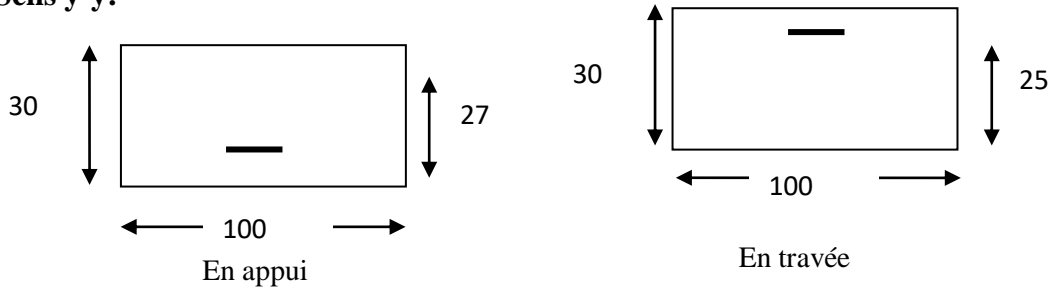


Fig VIII.9 : Section de calcul dans le sens y-y

➤ Sens X-X :

1. En travée :

➤ E.L.U :

$$M_u = 949.77 \text{ daN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{9497.7}{11.33 \times 100 \times 27^2} = 0.01$$

$$\mu = 0.01 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.013$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.995$$

• Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{9497.7}{348 \times 0.995 \times 37} = 0.74 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• Choix des armatures :

$$4T12 \rightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(T14 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

➤ **E.L.S :**

$$M_{ser} = 775.69 \text{ daN.m}$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4.52}{100} = 0.6 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.6 \times 27 = 32.4 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -0.6 + \sqrt{32.4 + 0.6^2} = 5.12 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 5.12^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (27 - 5.12)^2 = 36932.12 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{77569}{36932.12} = 2.1$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 2.1 \times 5.12 = 10.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 2.1 \times (27 - 5.12) = 689.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 689.22 \text{ MPa} > \overline{\sigma_s} = 187 \text{ MPa}$$

• **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \overline{\sigma_s} = 187 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne conviennent pas et doivent être} \\ \text{Recalculé à l'ELS}$$

• **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{7756.9}{187 \times 100 \times 27^2} = 0.001$$

$$\mu_1 = 0.001 \rightarrow (\text{du tableau}) \begin{cases} \beta_1 = 0.943 \\ k_1 = 72.72 \end{cases}$$

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

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{187}{72.72} = 2.57 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{7756.9}{187 \times 0.943 \times 27} = 1.63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Choix des armatures :**

$$4\text{T}14/\text{ml} \rightarrow A = 6.16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}14 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

2. En appuis :**➤ Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_{ax}^u = 633.18 \text{ daN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{6331.8}{11.33 \times 100 \times 27^2} = 0.01$$

$$\mu = 0.01 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.013$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.995$$

• Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{6331.8}{384 \times 0.995 \times 27} = 0.68 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures :

$$4\text{T}12 \rightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$(\text{T}14 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

➤ E.L.S :

$$M_{ax}^{\text{ser}} = 517.13 \text{ daN.m}$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4.52}{100} = 0.68 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.68 \times 27 = 36.72 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = 5.42 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = 36881.55 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{51713}{36881.55} = 1.40$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 1.40 \times 5.42 = 7.59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 1.40 \times (27 - 5.42) = 453.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 453.18 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_s = 187 \text{ MPa}$$

- **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \overline{\sigma}_s = 187 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être} \\ \text{Recalculé à l'ELS}$$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{5171.3}{187 \times 100 \times 27^2} = 0.00037$$

$$\mu_1 = 0.00037 \quad (\text{Du tableau}) \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.966 \\ k_1 = 132.1 \end{cases}$$

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

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma}_s}{k_1} = \frac{187}{132.1} = 1.42 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{5171.3}{187 \times 0.966 \times 27} = 1.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$4\text{T}14 \rightarrow A = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}14 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

➤ **Sens Y-Y :**

1. En travée :

➤ **E.L.U :**

$$M_u = 651.91 \text{ daN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}''}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{6519.1}{11.33 \times 100 \times 25^2} = 0.0092$$

$$\mu = 0.0092 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.995$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{6519.1}{348 \times 0.995 \times 25} = 0.75 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 25 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 2 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$4\text{T}12 \rightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$(\text{T}14 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

➤ **E.L.S :**

$$M_{\text{ser}} = 544.05 \text{ daN.m}$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{5.65}{100} = 0.85 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 42.5 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = 5.72 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = 37741.44 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{54405}{37741.44} = 1.44$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 1.44 \times 5.72 = 8.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 416.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 416.45 \text{ MPa} > \overline{\sigma_s} = 187 \text{ MPa}$$

- **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \overline{\sigma_s} = 187 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être recalculé à l'ELS}$$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{5440.5}{187 \times 100 \times 25^2} = 0.00047$$

$$\mu_1 = 0.00047 \quad (\text{Du tableau}) \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.962 \\ k_1 = 116.6 \end{cases}$$

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

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{187}{116.6} = 1.6 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{54405}{187 \times 0.962 \times 25} = 12.1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$4T20 \rightarrow A = 12.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T20 \rightarrow e=25\text{cm})$$

2. En appuis :

- **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_{ay}^u = 434.62 \text{ daN.m}$$

$$\mu = \frac{M_y}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{4346.2}{11.33 \times 100 \times 25^2} = 0.0061$$

$$\mu = 0.0061 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0076$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.997$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_y}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{4346.2}{348 \times 0.997 \times 25} = 0.5 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$4T12 \rightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T12 \rightarrow e=25\text{cm})$$

- **E.L.S :**

$$M_{ay}^{ser} = 403.05 \text{ N.m}$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 0.68$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.68 \times 25 = 34 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = 5.19 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = 31267.11 \text{ cm}^2$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{40305}{31267.11} = 1.29$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 1.29 \times 5.19 = 6.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 383.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 383.32 \text{ MPa} > \sigma_s = 187 \text{ MPa}$$

- **Conclusion** :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \overline{\sigma_s} = 187 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être Recalculé à l'ELS}$$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{4030.5}{187 \times 100 \times 25^2} = 0.00035$$

$$\mu_1 = 0.00035 \quad (\text{Du tableau}) \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.967 \\ k_1 = 136.5 \end{cases}$$

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{187}{136.5} = 1.37 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4030.5}{187 \times 0.967 \times 25} = 0.89 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$4\text{T14/ml} \rightarrow A = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$(\text{T14} \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

Moment \ Sens	SENS X-X		SENS Y-Y	
	M_a [daN.m]	M_t [daN.m]	M_a [daN.m]	M_t [daN.m]
Combinaisons				
ELU	633.18	949.77	434.62	651.91
ELS	517.13	775.69	403.05	544.05
A_{cal}	0.68	2.4	0.5	2
Choix armature	4T12 4.52	4T12 4.52	4T12 4.52	4T12 4.52
A_{ser}	1.06	1.63	0.89	12.1
Choix armature	4T14 6.16	4T14 6.16	4T14 6.16	4T20 12.57

VIII.4 Ferrailage du débordement :

Le débordement est de cm de chaque coté

➤ **E.L.U :**

$$\sigma_m = 138KN/m^2$$

-Pour une bonde de 1 m de largeur :

$$q_u = 1 \times 138 = 138KN/ml$$

$$M_u = -q_u \cdot \frac{l^2}{2} = -17.25KN.m$$

➤ **E.L.S :**

$$q_s = 1 \times 101 = 101KN/ml$$

$$M_s = -q_s \cdot \frac{l^2}{2} = -12.63KN.m$$

• **Détermination des armatures longitudinales :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2 \times x} = \frac{17250}{11.33 \times 100 \times 27^2} = 0.021$$

$$\mu = 0.021 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

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

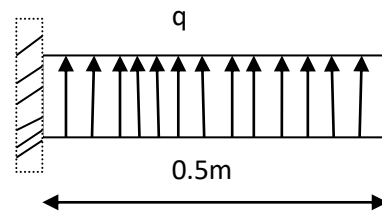


Fig VIII.10 : schéma statique du débord.

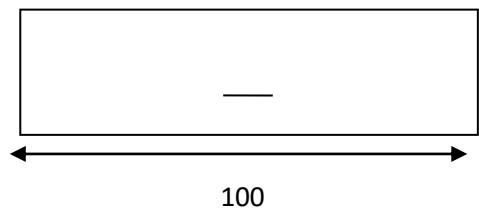


Fig VIII.11 : Section de calcul

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

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{17250}{348 \times 0.989 \times 27} = 1.86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 27 \times \frac{1.8}{400} = 2.79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(1.86; 2.79) = 2.79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$4T12 \rightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(T12 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

- **Etat limite service :**

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_b = 0.6f_{c28} = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 150\eta\right) = 187 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4.52}{100} = 0.68 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.68 \times 27 = 36.72 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = 5.42 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = 36881.55 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{12630}{36881.55} = 0.34$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0.34 \times 5.42 = 1.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.34 \times (27 - 5.42) = 110.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 110.1 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 187 \text{ MPa}$$

- **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \overline{\sigma_s} = 187 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues}$$

VIII.5 Armatures transversales :

- **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la linge moyenne :**

Selon **BAEL 91/A.5.1,211** :

$$T_u = q_u \times L = 138 \times 0.5 = 69 \text{KN}$$

- **Fissuration préjudiciables :**

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{1.5}; 4\text{MPa}\right) = \min(2; 4\text{MPa}) = 2\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{69000}{100 \times 100 \times 27} = 0.26 \text{MPa} < 2\text{MPa}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne de la poutre

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

La section du béton doit vérifier :

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0.9 \times d = 0.9 \times 27 = 24.3 \text{cm}$$

$$b_0 = 100 \text{cm}$$

$$T_u = 69000 \text{KN} \leq 0.267 \times 24.3 \times 100 \times 20 = 12976.2 \text{KN} \Rightarrow \text{CV}$$

\Rightarrow pas d'influence de l'effort tranchant

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieure :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$\Rightarrow A_l = 4.52 \text{cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(69000 + \frac{17250}{0.9 \times 27} \right) 10^{-2}$$

$$\Rightarrow A_l = 4.52 \text{cm}^2 \geq 2 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{CV}$$

\Rightarrow Les armatures en appuis sont suffisantes

- **Section et écartement des armatures transversales :**

- 1. Diamètres des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{30}{35}; \frac{100}{10}; 1.2\right) \Rightarrow \phi_t \leq 0.86 \text{ cm}$$

On prendra : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ → de nuance d'acier FeE400

On choisit 4T8 → $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

On prendra : $e = 25 \text{ cm}$.

VIII. 7. Ferrailage des poutres :

VIII.7.1. Charge équivalente :

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitations maximales (M,T) provoquées par le chargement réel et celles données par une charge désignée par $q_{\text{équivalente}}$.

On a deux types de poutres :

Poutres principales : supportent des charges trapézoïdales.

Poutres secondaires : supportent des charges triangulaires.

➤ Poutres principales :

Etat limite ultime (E L U):

$$q_1 = \left[\bar{q}_1 \frac{Ly + (Ly - Lx)}{2} \cdot \frac{Lx}{2} \right] \frac{2}{ly}$$

$$q_1 = \left[138 \times \frac{5.38 + (5.38 - 4.6)}{2} \cdot \frac{4.6}{2} \right] \frac{2}{5.38}$$

$$q_1 = 363.42 \text{ KN}$$

➤ Poutres secondaires :

$$q_1 = \left[\bar{q}_1 \left(\frac{Lx}{2} \right)^2 \right] \frac{2}{lx}$$

$$q_1 = \left[138 \times \frac{4.6^2}{4} \right] \frac{2}{4.6}$$

$$q_1 = 317.4 \text{ KN}$$

Etat limite de service (E. L. S) :

Poutres principales :

$$q_1 = 265.97 \text{ KN}$$

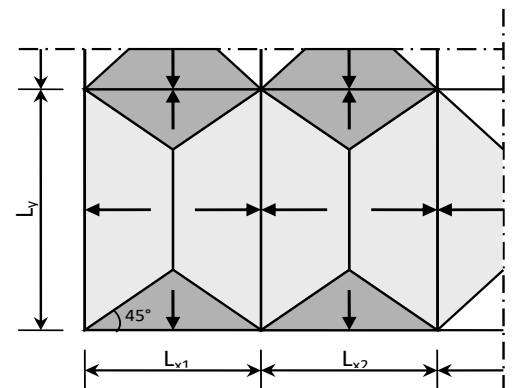


Fig. VIII.12. Distribution des charges

Poutres Secondaires :

$$q_1 = 232.3 \text{ KN}$$

Avec :

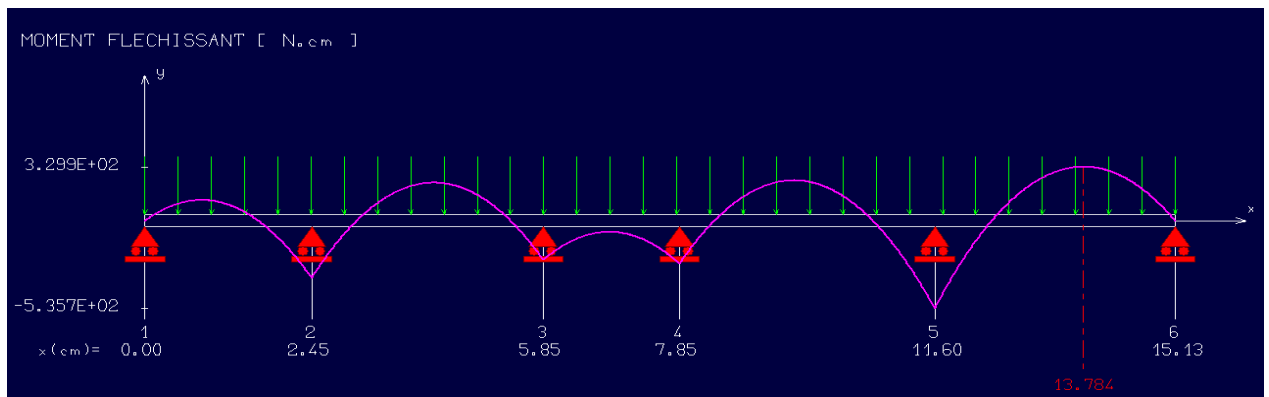
\bar{q}_1 : Charges provenant du radier ;

q_1 : Charge équivalente ;

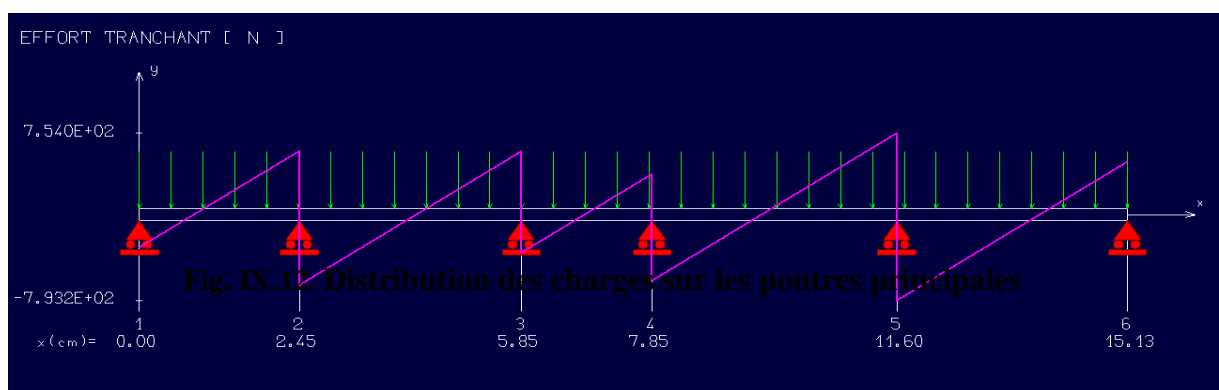
M_i : sollicitations réelles apportées par les poteaux.

1/Poutres principales :**ELU :**

- **M [kN.m] :**

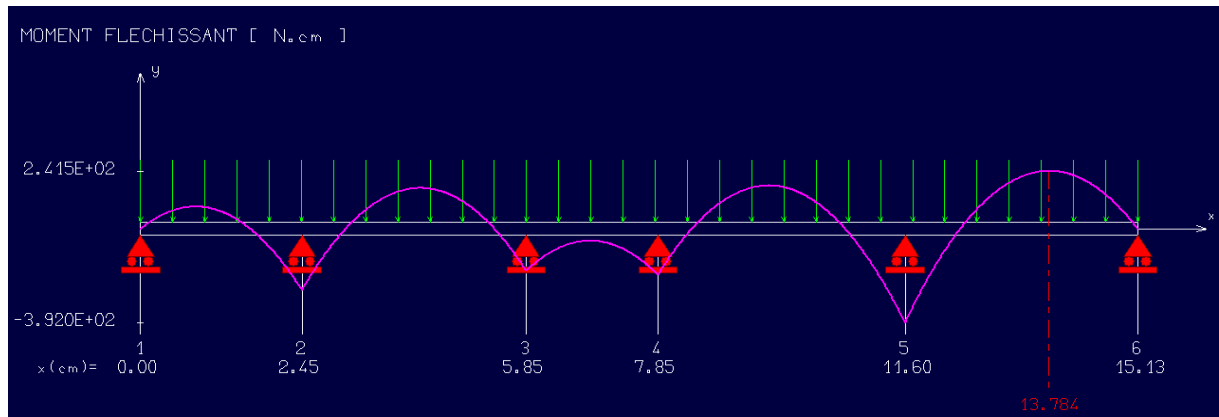


- **T [kN.m] :**

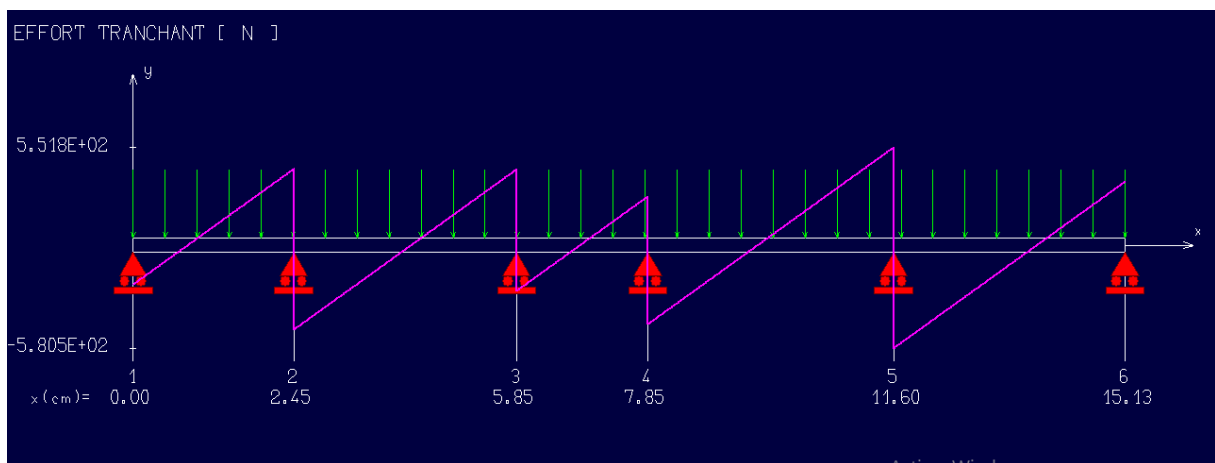


ELS :

- $M[\text{kn.m}] :$



- $T [\text{Kn.M}] :$

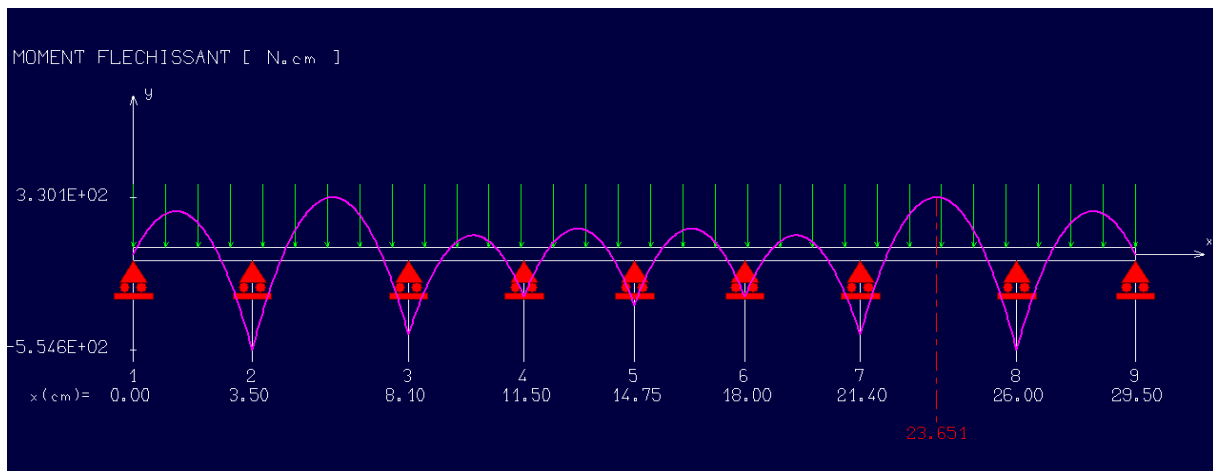


**Fig. VIII.13. Diagrammes des moments Fléchissant et des efforts Tranchants
des poutres principales**

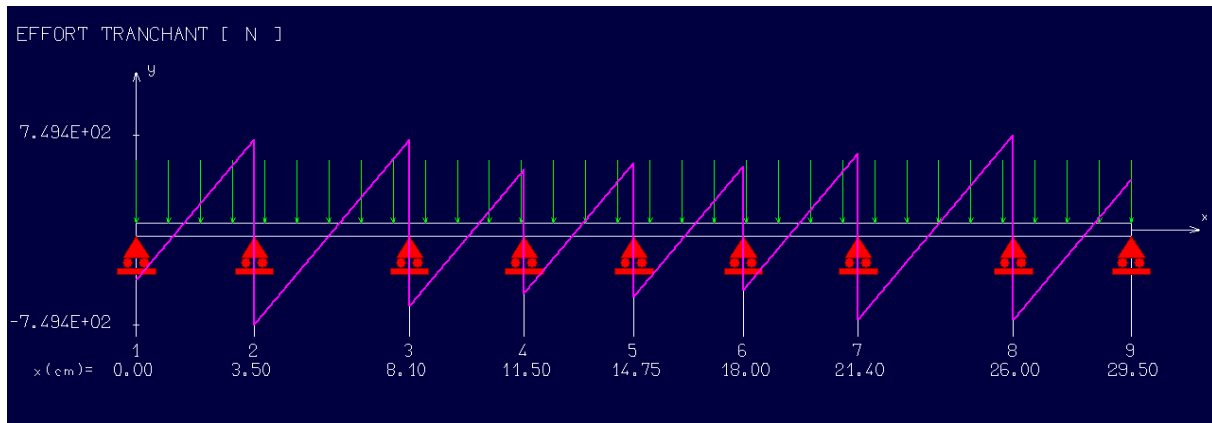
2/ Poutres secondaires :

ELU :

- M [kN.m]

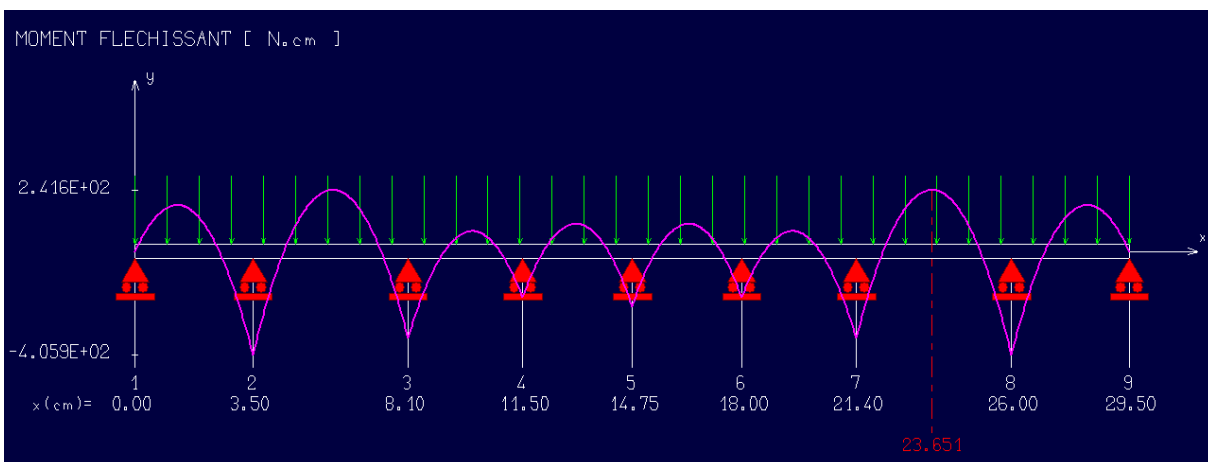


- T [daN.m] :



ELS :

- M [Kn.m] :



• T [Kn.m] :

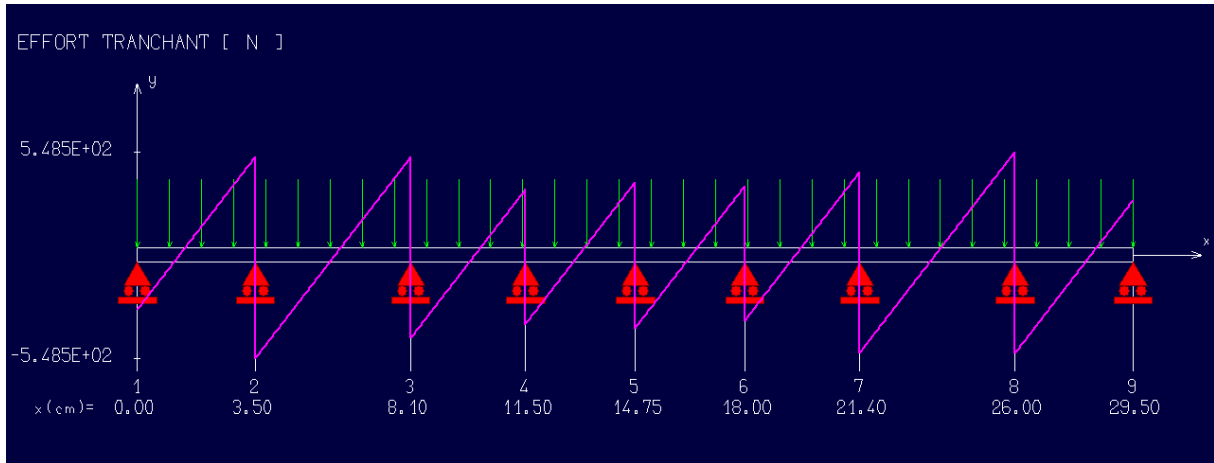


Fig. VIII.14. Diagrammes des moments Fléchissant et des efforts tranchant des poutres secondaires

Tableau. VIII.3: Tableau récapitulatif des sollicitations:

	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée	Appui	travée	appui
Moment à l'ELU (KN.m)	329.9	-535.7	330.1	-554.6
Moment à l'ELS (KN.m)	241.5	-392	241.6	-405.9
Effort tranchant (KN)	749.4		754	

VIII.7.2. Détermination des armatures:(poutre principale)

a. En travées :

➤ E.L.U:

$$M_t^u = 329.9 \text{ KN.m}$$

• Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

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

$$M_T = 11.33 \times 142 \times 40 \times \left(90 - \frac{40}{2} \right) = 4504808 \text{ N.m}$$

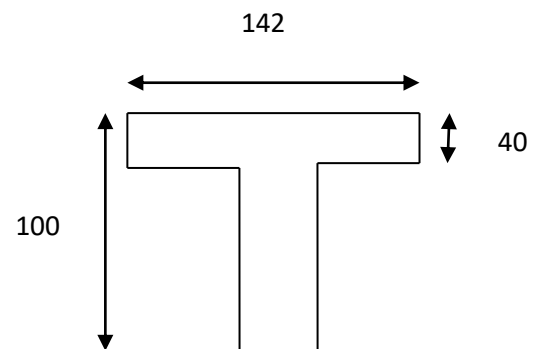


Fig.VIII.14. Dimension du poutre

$M_t^u = 329900 N.m < M_T = 4504808 N.m \Rightarrow$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression; donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (142 \times 100) [cm^2]$.

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

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{329900}{11.33 \times 142 \times (90)^2} = 0.025$$

$$\mu = 0.025 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas. et}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 MPa$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.032$$

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

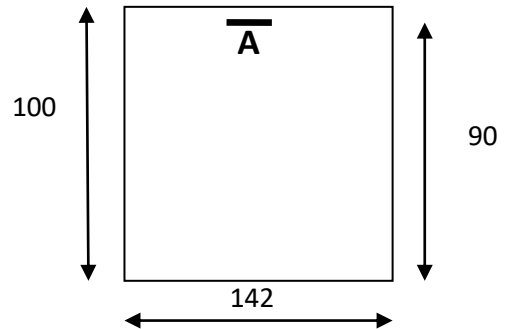


Fig.VIII.15.section de calcul en travée

- **Détermination des armatures:**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{329900}{348 \times 0.987 \times 90} = 10.67 cm^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 142 \times 90 \times \frac{1.8}{400} = 13.23 cm^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 13.23 cm^2$$

Choix des armatures:

$$8T16 \rightarrow 16.08 cm^2$$

E.L.S:

$$M_t^{ser} = 241.5 KN.m$$

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

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{142 \times 40^2}{2} - 15 \times 16.08 \times (90 - 40) = 101540 > 0$$

\Rightarrow La zone comprimée se trouve dans la nervure \Rightarrow la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b \times h)$.

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \times 16.08}{142} = 1.70 cm$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1.70 \times 90 = 306 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.7 + \sqrt{(1.7)^2 + 306} = 15.87 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{142 \times (15.87)^3}{3} + 15 \times 16.08 \times (90 - 15.87)^2 = 1514645.83 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{241500}{1514645.83} = 0.16$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0.16 \times 15.87 = 2.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.16 \times (90 - 15.87) = 177.91 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 187 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 187 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L. U seront maintenues}$$

b. En appuis :

➤ E.L.U:

$$M_a^u = -535.7 \text{ KN.m}$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (40 \times 100) \text{ [cm}^2\text{]}$.

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{535700}{11.33 \times 40 \times (90)^2} = 0.146$$

$$\mu = 0.146 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.198$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.921$$

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

Détermination des armatures:

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{535700}{348 \times 0.921 \times 90} = 18.57 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 40 \times 90 \times \frac{1.8}{400} = 3.73 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 18.57 \text{ cm}^2.$$

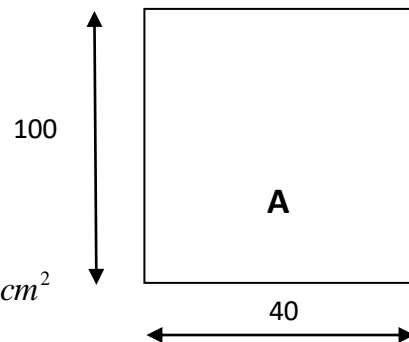


Fig.VIII.16: Section de calcul en appui

- **Choix des armatures:**

$$4T16 + 4T20 \longrightarrow A = 20.61 \text{ cm}^2.$$

- ❖ **E.L.S:**

- **Détermination des contraintes**

$$M_a^{\text{ser}} = -392 \text{ daN.m}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \times 20.61}{40} = 7.73 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 7.73 \times 90 = 1391.4 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -7.73 + \sqrt{(7.73)^2 + 1391.4} = 30.36 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{40 \times (30.36)^3}{3} + 15 \times 20.61 \times (90 - 30.36)^2 = 1472740.93 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{392000}{1472740.93} = 0,266$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0,266 \times 30.36 = 8.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,266 \times (90 - 30.36) = 238 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 187 \text{ MPa}$$

- **Conclusion:**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \overline{\sigma_s} = 187 \text{ MPa} \end{array} \right\}$$

⇒ Les armatures calculées à l'E.I.U ne conviennent pas et on doit recalculer à l'E.L.S.

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{392000}{187 \cdot 40 \cdot (90)^2} = 0,0065$$

$$\mu_1 = 0,0065 \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.875 \\ k_1 = 25.00 \end{array} \right.$$

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

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{187}{25} = 7.48 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{392000}{187 \times 0,875 \times 90} = 26.62 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures:**

$$14T16 \longrightarrow A = 28.15 \text{ cm}^2$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{754000}{100 \times 142 \times 90} = 0.59 \text{ MPa} < 2 \text{ MPa} .$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \cdot f_{c28} / 1.5; 4 \text{ MPa}) = 2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.59 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

Tableau. VIII.4: Tableau récapitulatif des sollicitations et choix des armatures.

sollicitation	Poutre principale		Poutre secondaire	
	travée	appui	travée	appui
Moment à l'ELU (KN.m)	329.9	-535.7	330.1	-554.6
Moment à l'ELS (KN.m)	241.5	-392	241.6	-405.9
Effort tranchant (KN)	754		749.4	
A _{calculée} (cm ²) ELU	10.05	16.93	10.08	17.56
Choix des armatures	6T20	6T20	6T20	8T20
A _{adoptée} (cm ²) ELU	18.85	18.85	18.85	25.13
A _{calculée} (cm ²) ELS	10.05	22.86	10.08	17.56
Choix des armatures	6T20	8T20	6T20	8T20
A _{adoptée} (cm ²) ELS	18.85	25,13	18.85	25.13

Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

*On a utilisé le logiciel **ROBOT BAT** afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.*

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

Bibliographie

- ❖ Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A93
- ❖ «D.T.R-B.C2-41».
- ❖ Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R-B.C22.
- ❖ Règles parasismiques RPA99 «version 2003».
- ❖ Cours des années précédentes.
- ❖ Thèses des années précédentes.

Logiciels

- ❖ Robot structural analysis.
- ❖ AUTOCAD.
- ❖ EXCEL.
- ❖ WORD