



Université Abdelhamid Ibn Badis de
Mostaganem
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de génie civil et d'architecture



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du Diplôme de
Master en Génie-Civil

Filière : Génie Civil

Option : Calcul des structures

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+8+3 sous-sols), Contreventé par
un système mixte (Voiles-Portiques).**

Réalisé par :

1. KHITER ROKAYA
2. KASMI ASMAE

Président : Mr ZELMAT Yassine

Examineur : Mr REZIGUA Ahmed

Encadreur : Mr BENAIED Brahim

Promotion : 2018 / 2019

Remerciements

Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous tenons à remercier nos familles pour leurs sacrifices et encouragements durant tous le parcours des études, sans oublier notre encadreur **Mr BENAIED** de nous avoir encadré.

Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants du department GENIE CIVIL pour leurs roles Important dans notre formation.

En fin, tous nos amis, amies en particulier Melle MKATRIYA.F

et ceux qui ont contribué de près ou de loin pour achever ce modeste travail.

Dédicace

Je dédie ce travail à mes chers parents qui m'ont toujours soutenu durant tout mon parcours, et à qui j'exprime mon profond amour et ma sincère gratitude. Longue vie et que dieu vous protège.

À tous mes sœurs et mon frère que j'aime énormément : je vous souhaite beaucoup de bonheur.

À toute ma grande famille

*À vous mes chers amis avec qui j'ai passé des agréables moments, spécialement **KHALEED AHMED MOUSSA Omar, SEHWIL MOHAMAD** et **Abu Zaid Mohamed Hani Omar**, et à tous mes collègues.*

Et à toutes personnes qui m'aime et que je n'ai pas citées.

KHITER Rokaya

Dédicaces

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie
Du fond du coeur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant
La gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

Je dédie ce modeste travail :

A Ceux que j'aime :

*Mon père et ma mère qui ont toujours été présent pour me
Soutenir, me conseiller, sacrifient pour moi et m'avoir permis
D'arriver à ce stade d'éducation.*

Je le dédie aussi à :

*Mes frères et sœurs, qui m'ont soutenus et crus en moi lors de mon parcours et à celle qui
a partagé ce travail avec moi mon Binôme Rokaya ,à tous mes amis(e), et à toute la
promotion génie civil 2018-2019.*

*A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de
formation.*

Merci à tous.

KASMI Asmae

SOMMAIR

Introduction générale.....	12
Chapitre I : présentation de projet	14
Introduction	15
1- Présentation du projet :.....	15
2- Caractéristiques de la structure :	15
3- Données du site :	15
4- Implantation de l'ouvrage	15
5- Choix du contreventement :	16
Chapitre 2 : pré-dimensionnement	18
Introduction	19
II.2 Pré-dimensionnement des éléments.....	19
II.2.1 plancher :	19
II.2.1.1 Planchers à corps creux.....	20
II.2.2 Planchers à dalle pleine	21
II.2.3 Poutres	22
II.2.3.1 Poutres principales :.....	22
II.2.3.2 Poutres secondaires.....	23
II.4 les poteaux :	27
II.5 Pré-dimensionnement des voiles :	35
II.5.1 Voiles de contreventement.....	35
II.5.2 Voiles périphériques.....	37
Chapitre III : étude de plancher.....	28
III. PLANCHER	29
III.1) Plancher à corps creux :.....	29
III.1.1) Détermination des dimensions des poutrelles :.....	30
IV.2) Etude des poutrelles :	32
III.2.1) Types des poutrelles :	34
Ferraillage de la poutrelle :	39
III.3.) Calcul des armatures transversale	42
III.4) Vérification de la flèche :	43
III.3. Calcul des planchers à dalle pleine	49
III.3.1 Méthode de calcul	49
III.3.2 Evaluation des charges et combinaisons fondamentales (1^{ER} Sous-Sol RDC 1^{ère} étage)	51

III.3.4 Vérification des contraintes de cisaillement	58
III.3.5 Vérification de la flèche	58
Conditions de la flèche : [BAEL91/C.3.5]	58
Chapitre IV : Etude des éléments secondaire	58
IV. Introduction	59
IV.1) Etude de l'acrotère :	59
IV.1.2) Calcul des forces :	59
IV.4.2 Calcul du ferrailage	59
IV.4.3Détermination des sollicitations.....	60
IV.4.5 Vérification des contraintes de cisaillement	64
Aperçu du ferrailage :	64
IV.3) Les escaliers.....	66
IV.3.1) Définitions :	66
IV.3.2 Choix des dimensions :	66
Schéma de ferrailage	72
Calcul de la poutre brisée :	79
Détermination des armatures :.....	81
Détermination des armatures.....	90
Aperçu du ferrailage	91
IV.3. BALCON	91
IV.3.1 Introduction.....	91
IV.3.2 Descente charge.....	92
IV.3.3 Moments fléchissant.....	93
IV.3.4 Calcul du ferrailage	93
IV.3.5 Calcul des armatures transversales.....	95
IV.3.2 Descente charge	96
IV.3.3 Moments fléchissant.....	97
IV.3.4 Calcul du ferrailage	97
Aperçu du ferrailage	99
Chapitre V: étude sismique	100
V. Etude sismique	101
V.5 Critères de classification par le RPA 99/V2003	106
Chapitre VI :Etude des éléments structuraux	114
VI.1 Les portiques	114

VI.1.1 Introduction.....	114
VI.1.2 Ferrailage des poutres	114
VI.1.2.3 Détermination des armatures	116
VI.1.3 Ferrailage des poteaux.....	122
VI.1.3.1 Ferrailage réglementaire	122
Calcul de ferrailage avec le SOCOTEC	125
VII- Etude des voiles :	155
VII- 1-Introduction :	155
VII- 2-Ferrailage des voiles de contreventement :.....	155
VII- 2-1-Disposition constructives des armatures :.....	156
VII- 4-Ferrailages des linteaux :	160
VII-5-Etude des voiles périphériques :.....	162
Chapitre VIII : étude de l'infrastructure	159
VIII. Introduction.....	160
VIII.1 Choix du type des fondations.....	160
VIII.2 Combinaisons d'actions.....	160
3.1. Pré dimensionnement.....	161
1) Condition de non cisaillement : [BAEL91/A5.2,2]	162
2) Condition de non poinçonnement :.....	163
3) Vérification des contraintes sous radier :.....	167
4) Ferrailage du débordement :	177
5) Ferrailage des poutres apparentes :	179

Liste des figures

Chapitre 1 : présentation du projet

Figure 1:coupe du façade principale.....	16
--	----

Figure 2:coupe transversale d'un plancher a corps creux.....	20
Figure 3: plancher a corps creux	21
Figure 4:schéma de dégradation des poteaux	27
Figure 5:Section réduite du béton.....	28
Figure 6:Surface afférente du poteau le plus sollicité.....	31
Figure 7:Schéma représentatif d'un étage courant	34
Figure 8:Coupe de voile en élévations	36
Chapitre III: etude des planchers	
Figure 1: shéma du plancher	29
Figure 2:dimensions des poutrelles	30
Figure 3:les dimensions de la poutrelle	31
Figure 4:Schéma statique des poutrelles	35
Figure 5:shema de calcul.....	39
Figure 6:schémas de ferrailage.....	43
Figure 7:section de calcul du moment d'inertie	46
Figure 8:schémas de ferrailage.....	48
Figure 9:shema de calcul	49
Figure 10: hypothèse de calcul	50
Figure 11:les lignes de rupture déterminées par essai de chargement.....	50
Figure 12:enrobage.....	50
Figure 13:section de calcul en travée	53
Figure 14:section de calcul en appuis.....	54
Figure 15:section de calcul en travée	55
Figure 16:section de calcul en appuis.....	56
Figure 17:panneau 1	58
Chapitre IV : etude des éléments secondaires	
Figure 1: Les dimensionnes d'acrotère.....	59
Figure 2: Section de calcul.....	60
Figure 3: Dessin du ferrailage de l'acrotère	64
Figure 4:Schéma d'un escalier.....	66
Figure 5:schéma d'escalier de trois volées.....	67
Figure 6:schéma de la marche porteuse	69
Figure 7:Section de calcul de la marche	70
Figure 8: dessin de ferrailage	72
Figure 9: Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos.....	73
Figure 10: Section de calcul.....	77
Figure 11: section de la poutre brisée.....	79
Figure 12:Schéma de la paillasse.....	84
Figure 13:Diagrammes des moments fléchissant à L'ELUR	87
Figure 14:Diagrammes des moments fléchissant à L'ELS	88
Figure 15:Section de calcul.....	88
Figure 16:Section de calcul.....	89
Figure 17:Dessin du ferrailage de la marche porteuse	91
Figure 18:Coupe transversale du balcon.....	91
Figure 19:Schéma statique du balcon.....	93

Figure 20: Section de calcul.....	93
Figure 21: Schéma statique du balcon.....	97
Figure 22: Section de calcul.....	97
Chapitre V: etude sismique	
Figure 1:Modélisation du bâtiment	105
Chapitre VI: erude des éléments structuraux	
Figure 1:Section de calcul en travée.....	116
Figure 2:Section de calcul en appuis.....	118
Figure 3:La zone nodale.....	123
Figure 4:Les armatures transversales dans la zone de recouvrement.....	125
Figure 5:La zone nodale.....	134
chapitre VII : etude des voiles	
Figure 1:Sollicitations de calcul d'un voile.....	157
Figure 2:Disposition des armatures verticales dans les voiles	158
Figure 3:disposition des voiles	159
Figure 4:linteau le plus défavorable.....	161
Figure 5:Armatures diagonales des linteaux	162
Figure 6:contrainte du voile	163
Figure 7:section de calcul en travée x-x	165
Figure 8:section de calcul en travée y-y	166
chapitre VIII :etude de l'infrastructure	
Figure 1:shéma de radier.....	161
Figure 2:Dimensions du panneau de dalle le plus sollicité.....	161
Figure 3:Dimension du radier	164
Figure 4:Section de calcul.....	165
Figure 5:Schéma des contraintes du sol.....	167
Figure 6:Encrage de la structure	170
Figure 7:: Schéma statique du débord	177
Figure 8: Section de calcul.....	177
Figure 9:Distribution des charges sur les poutres aux sens principales.....	180
Figure 10:Distribution des charges sur les poutres aux sens secondaires	180

Liste des tableaux

Chapitre 2 : pré dimensionnement des éléments

Table 1:récapitulatif des charges et leur combinaison.....	26
--	----

Table 2:Tableau récapitulatif des charges.....	28
Table 3:récapitulatif des conditions de RPA 99 (version 2003).....	33
Table 4:récapitulatif de la condition de flambement.....	35

Chapitre V: Etude sismique

Table 1:Présentations des résultats de l'analyse spectrale.....	109
Table 2:les resultats des deplacement.....	110
Table 3:Tableau de vérification de l'effet P- Δ	111

Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure

Tableau 1 : dimensions des poutres	165
Tableau 2 : tableau récapitulatif des moments fléchissent des panneaux	171
Tableau 3 : tableau récapitulatif des sollicitations maximales	171
Tableau 4 : tableau récapitulatif des sollicitations.....	180

NOTATIONS

BAEL	Béton armé au état limites
RPA	Règlement parasismique Algérien
ELUR	Etat limite ultime de résistance
ELS	Etat limite de service
G	Charge permanents
Q ; P	Charge d'exploitation
E	Charge sismique
q_u	Chargement ultime
q_s	Chargement de service
M_f	Moment fléchissant
M_t	Moment de flexion en travée
M_a	Moment de flexion en appui
M_d	Moment en appui droite
M_g	Moment en appui gauche
N	Effort normal
T_d	Effort tranchant à droit du point considéré
T_g	Effort tranchant à gauche du point considéré
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge
f_{t28}	Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge
E_{ij}	Module de déformation longitudinale instantané
E_{vj}	Module de déformation longitudinale différée
γ_s	Coefficient de sécurité pour l'acier
γ_b	Coefficient de sécurité pour le béton
h	Hauteur des éléments (poteaux, poutres)
b	Largeur des éléments
h₀	Hauteur de la table de compression
σ_b	Contrainte de calcul dans le béton
$\overline{\sigma}_b$	Contrainte admissible limite dans le béton
σ_s	Contrainte de calcul dans l'acier

$\overline{\sigma_s}$	Contrainte admissible limite dans l'acier
τ_u	Contrainte tangentielle de calcul
$\overline{\tau_u}$	Contrainte tangentielle limite
ϕ_t	Diamètre des armatures
S	Espacement entre armatures transversales
A^u	Armatures calculées à l'ELUR
A^s	Armatures calculées à ELS
A_a	Armatures en appuis
A_t	Armatures en travées
I_{xx}	Inertie par rapport à l'axe des abscisses
I_{yy}	Inertie par rapport à l'axe des ordonnées
M_{zz}	Inertie massique
L_f	Longueur de flambement
B_r	Section réduite
L_x	La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine
L_y	La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine
I₀	Moment d'inertie de la section homogène
I_f	Moment d'inertie fictif
f	Flèche due à une charge considérée (g; j; p)
Δf_t	Flèche total
ζ	Rapport entre deux dimensions $\left(\frac{L_x}{L_y} \right)$

Introduction générale

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner. Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure. Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec commerce, implantée dans une zone de moyenne sismicité, comportant trois sous-sol, un RDC et huit étages en cours de créations à Mostaganem.

Ce mémoire est constitué de six chapitres

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
- Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS2017.
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS2017 est présenté dans le 5ème chapitre.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.



Chapitre I : présentation de projet

Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

1- Présentation du projet :

Il s'agit d'une structure (RDC+08+3 sous-sol) à usage multiple (habitation, centre commerciale, services, et parking), implanté à la wilaya Mostaganem. La zone est considérée par le RPA99 (version 2003), de moyenne sismicité (zone IIa), règlement parasismique en vigueur en Algérie.

2- Caractéristiques de la structure :

Les caractéristiques de la structure sont :

- ✓ Hauteur totale du bâtiment -----37.6 m
- ✓ Hauteur du sous-sol :
 - Pour le parking ----- 2.8m
 - Pour le centre commerciale ----- 4.60m
- ✓ Hauteur du RDC ----- 5.00 m
- ✓ Hauteur des étages ----- 3.20 m
- ✓ Longueur en plan ----- 28.75 m
- ✓ Largeur en plan ----- 27.60 m

3- Données du site :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un projet de 70 logements, projetés au lieu-dit : KHAROUBA wilaya de Mostaganem, qui est situé sur un terrain meuble le site est classé en catégorie (S3) selon sa nature géotechnique.

La contrainte admissible du sol : $Q_{adm} = 2\text{bars}$.

L'ancrage minimal des fondations : $D = 1.5\text{m}$

4- Implantation de l'ouvrage

Le terrain retenu pour recevoir le projet de 70+02 logements promotionnel se situe Hai el Salem wilaya de Mostaganem. La conception architecturale est prévue pour la projection d'un certain nombre de blocs de R+8+3 sous-sol

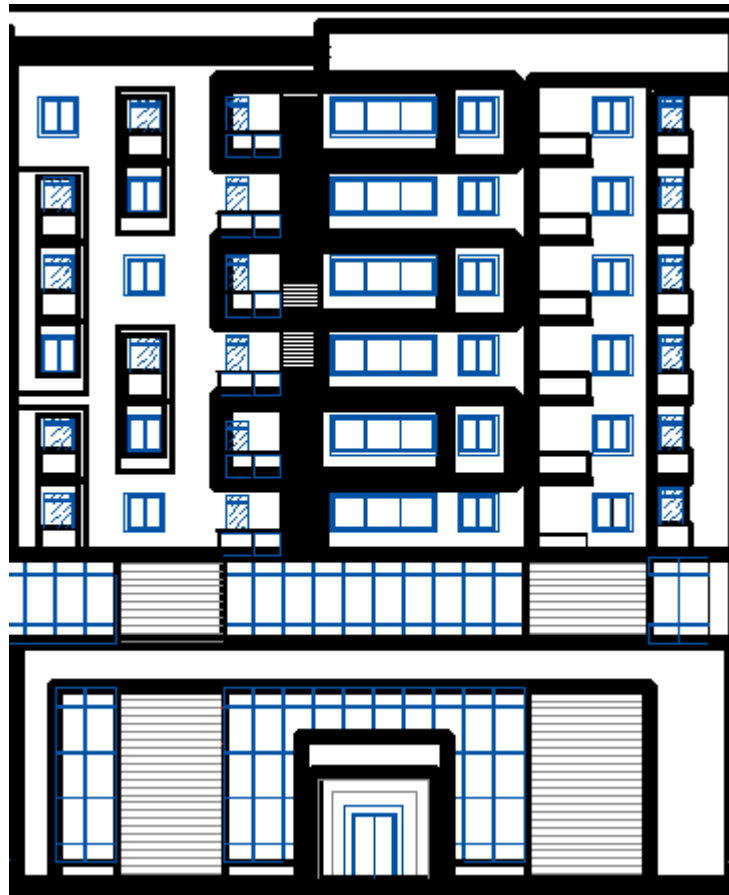


Figure 1: coupe du façade principale

5- Choix du contreventement :

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003). Et puisqu'il répond aux conditions de l'article 1-b du RPA99/version 2003, et qu'il dépasse 14 m, le contreventement sera mixte avec justification d'interaction portique-voile. Pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- ❖ Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ❖ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- ❖ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.
 - Les hypothèses de calcul:

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$.

Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32456.595 \text{ Mpa}$.

Pour les armatures de l'acier

- longitudinales : on a choisi le : « fe.E.400 » H.A $f_e = 400\text{MPa}$
- transversales : on a choisi le : « fe.E.235 » R.L
- treillis soudés (de la dalle de compression) : « fe.E.500 » H.A $f_e = 500\text{MPa}$



Chapitre 2 : pré-dimensionnement

Introduction:

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

→ Sollicitations verticales Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

→ Sollicitations horizontales Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques. Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91,CBA93 et R.P.A 99 V2003

I. Evaluation des charges et surcharges:

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher

II.2 Pré-dimensionnement des éléments

II.2.1 plancher :

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges, et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages.

On utilise deux type de plancher :

- Planchers à corps creux : du 2^{eme} au 9^{eme} étages.et les deux sous-sols
- Planchers à dalle pleine :1^{er} ,R.D.C et le 1^{er} sous-sol

II.2.1.1 Planchers à corps creux :

Il est composé de corps creux, de poutrelles et de dalle de compression. Son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad (\text{C.B.A 93})$$

h_t : l'épaisseur totale du plancher

L : la plus grande portée entre nus d'appuis des poutrelles

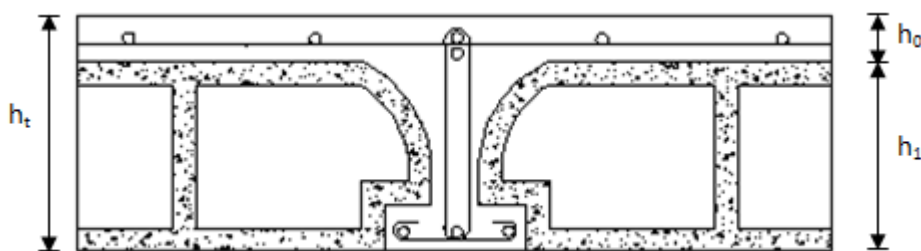


Figure 2: coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec :

- h_t : hauteur totale du plancher
- h_0 : hauteur de la dalle de compression
- h_1 : hauteur du corps creux

Pour la détermination de l'épaisseur des planchers à corps creux :

$L = 605 \text{ cm}$

$$\frac{605}{25} \leq h_t \leq \frac{605}{20} \rightarrow 24 \leq h_t \leq 30.25$$

On prend : $h_t = 25 \text{ cm}$

Pour la vérification on utilisant la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

Avec :

- h_t : Hauteur totale du plancher.
- L_{\max} : Distance maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles

$$L_{\max} = 605 - 45 = 560 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{560}{22.5} = 24.88 \text{ cm} \quad h_t = 25 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher d'une épaisseur $h_t = 25 \text{ cm}$ $\left\{ \begin{array}{l} 21 \text{ cm} : \text{l'épaisseur du corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{ dalle de compression} \end{array} \right.$

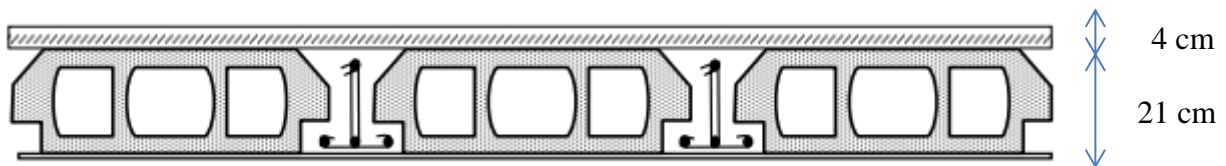


Figure 3: plancher a corps creux

II.2.2 Planchers à dalle pleine

On utilise des dalles pleines aux niveaux des planchers (haut et bas) du rez-de-chaussée, car à ce niveau, nous avons une concentration des efforts sismiques qui s'accumulent à partir des niveaux supérieurs en vue d'obtenir une grande valeur de l'effort au niveau inférieur.

Le plancher est considéré comme étant infiniment rigide horizontalement.

A. Condition de résistance a la flexion (BAEL)

$$0,4 \leq \bar{\gamma} \leq 1$$

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

$$L_x = 4.15 \text{ m} ; L_y = 5.15 \text{ m}$$

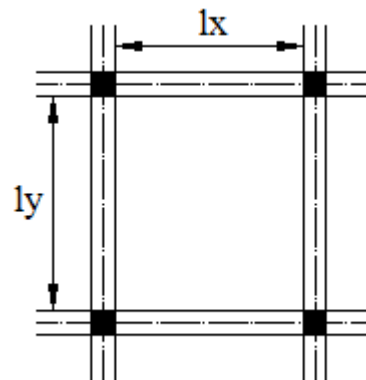
$$h_d = \left(\frac{415}{50} ; \frac{415}{40} \right) = 8.3 ; 10.37 \Rightarrow 9$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.81 > 0.4$$

La dalle est uniformément chargée

$$0.4 < 0.81 < 1 \quad C.V$$

La dalle porte selon les deux directions



L'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions suivantes :

B. Condition d'isolation acoustique

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

C. Condition de sécurité en matière d'incendie

- $h_d = 7 \text{ cm}$ pour 1 heure de coupe de feu
- $h_d = 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coupe de feu
- $h_d = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe de feu

⇒ Pour satisfaire les différentes conditions précédentes, on adoptera comme épaisseur pour la dalle pleine : $h_d = 16 \text{ cm}$

II.2.3 Poutres**II.2.3.1 Poutres principales :**

Selon le BAEL 91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

Avec :

l : la portée de la poutre

h : la hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre

➤ Critères de flèche

$L_{\max} = 6.5 \text{ m}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{650}{15} \leq h_t \leq \frac{650}{10} \Rightarrow 43.33 \text{ cm} \leq h \leq 65 \text{ cm} \Rightarrow h = 50\text{cm}$$

Pour le choix de b :

$$0.3h \leq b \leq 0.6h$$

$$15 \leq b \leq 30$$

On prendra : $h = 50 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

➤ **Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003**

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ h/b = 1,25 < 4 \end{array} \right\} \text{ les conditions sont vérifiées}$$

Donc la section de la poutre principale est de dimension (30x50) cm²

Types de Poutre principale	Dimension (b.h)
P.P.1	30.60
P.P.2	30.50

II.2.3.2 Poutres secondaires

➤ **Critère de la flèche**

$$L_{\max} = 6.1 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{610}{15} \leq h_t \leq \frac{610}{10} \Rightarrow 40.66 \text{ cm} \leq h \leq 61 \text{ cm} \Rightarrow h = 50 \text{ cm}$$

Pour le choix de b:

$$0.3h \leq b \leq 0.6h$$

$$13.5 \leq b \leq 27$$

On prendra : h = 45cm et b = 30cm

➤ **Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003**

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ h/b = 1,5 < 4 \end{array} \right\} \text{ les conditions sont vérifiées}$$

Donc la section de la poutre secondaire est de dimension (30x40) cm²

II.3 Descente des charges

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

II.3.1 Plancher terrasse inaccessible**A. Charges permanentes**

Matériaux	P (daN/m ³)	Ep (m)	G (daN/m ²)
1- Protection gravillon	2000	0.04	80
2- Etanchéité multicouche (36s)	200	0.05	12
3- Forme de pente	2200	0.12	268.4
4- Isolation thermique	500	0.02	10
5- Dalle en corps creux (21+4) [bloc en polystyrène]	210	0.25	52.5
6- Enduit au ciment	1800	0.015	27
			G₁=449.9
			Q₁=100

II.3.2 Plancher étage courant et les 2 sous-sol**A. Charges permanentes**

Matériaux	P(daN/m ³)	E(m)	G(daN/m ²)
1-Carrelage + Sable + Mortier de pose	2000	0.06	104
2-Dalle en corps creux (21+4)	210	0.25	5.25
3-Enduit au ciment	1800	0.015	27
4-cloisons légères	750	0.1	75
			G₂=211.25
			Q₂=150
			Q₃=250

B. Surcharge d'exploitation**Q₂** : étage courants**Q₃** : Parking

II.3.3 Dalle pleine du 1^{er} étage , RDC et sous-sol 1**A. Charges permanentes**

Matériaux	P (daN/m³)	Ep (m)	G (daN/m²)
1-Carrelage + Sable+ Mortier de pose	2000	0.06	104
2-Dalle pleine	2500	0.16	400
3-Enduit au ciment	1800	0.015	27
4-cloisons légères	750	0.1	75
			G₄=606
			Q₄=500

B. Surcharge d'exploitation

Q₄ : Locaux à usage commercial

Table 1:récapitulatif des charges et leur combinaison

Charges Etages	Destination	G daN/m²	Q daN/ m²	Q_u=1.35G+1.5Q E.L.U	Q_s=G+Q E.L.S	E(m)	q_u=q_u*E	q_s=q_s*E
Plancher Terrasse	Inaccessible	607.4	100	969.99	707.4	0.6	581.99	424.44
2^{eme} -9^{eme} Etage	Habitation	211.25	150	510.19	361.25	0.6	306	216.75
1^{er}+ R.D.C + Sous -sol	Commerce +boutiques	606	500	1568.1	1106	1.00	1568.1	1106
Les 2 dernier sou-sol	Parking	211.25	250	660.19	461.25	1.00	660.19	461.25

II.4 les poteaux :

Les poteaux sont des éléments du système plancher poutre, ils supportent les charges verticales, ils participent à la stabilité transversale et servent aux chaînages verticaux. Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon les critères suivants :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles du RPA99.

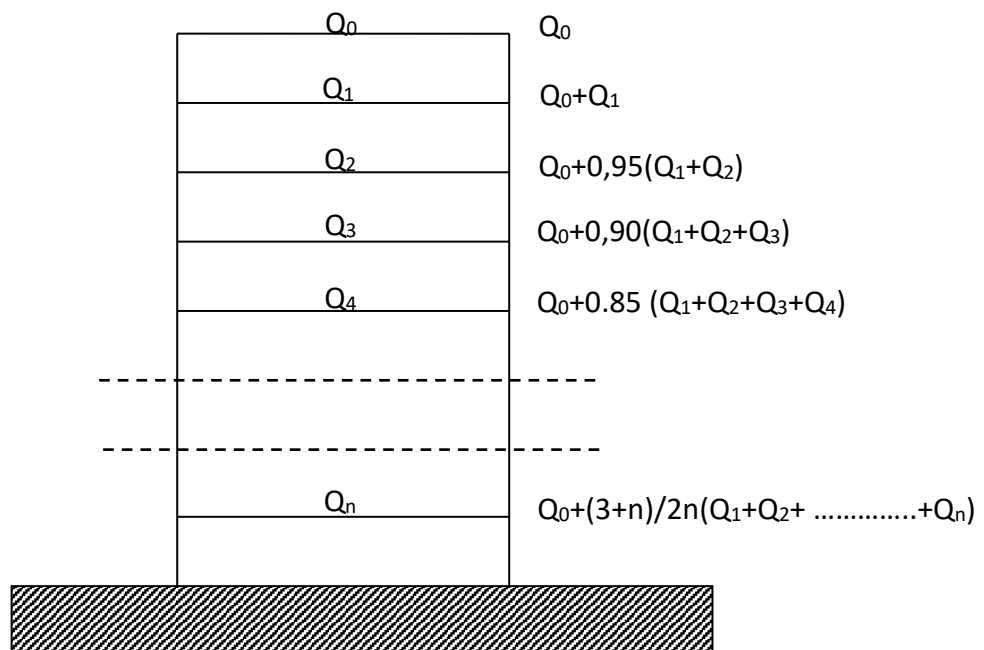


Figure 4:schéma de dégradation des poteaux

Table 2:Tableau récapitulatif des charges

N° d'étage	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]
s.terrasse	4,499	1
sous 8 °	6,6115	2,5
sous 7°	8,724	3,85
sous 6°	10,8365	5,05
sous 5°	12,949	6,1
sous 4°	15,0615	7
sous 3°	17,174	7,75
sous 2°	19,2865	8,5
sous 1°	52,979	28,5
sous RDC	59,039	31
sous S-s1	65,099	33,5
sous s-s2	71,159	18,5
sous s-s3	77,219	19,75

➤ Les conditions imposées par le RPA 99/2003

Min (a; b) ≥ 25cm.....zone II a

Min (a; b) ≥ $\frac{h_e}{20}$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4.$$

Avec

h_e : hauteur libre de l'étage.

D'après les règles BAEL91: la valeur théorique de l'effort normal résistant est :

$$N_{rés.th} \leq (B_r \times \sigma_b + A \times \sigma_s)$$

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

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

La résistance du béton comprimé : $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$

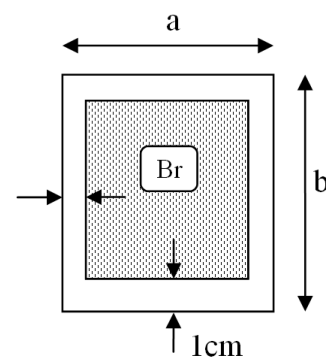


Figure 5:Section réduite du béton

$$\lambda \leq 50 : \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{\beta} = 0.708$$

$$\text{Avec } \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

Avec ces correctifs, l'effort normal résistant ultime:

$$N_u = \alpha \left[(Br \times f_{c_{28}}) / (0.9 \times \gamma_b) + (A \cdot f_e / \gamma_s) \right]$$

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 : ($f_e = 400$ MPa))

A : Section d'armature à mettre en place et

α : Coefficient dépend de l'élanement λ

La formule générale donne :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left[\frac{\sigma_b}{0.9} + 0.85 \left(\frac{A}{Br} \right) \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} \dots\dots\dots (*)$$

$$\text{On prend : } \frac{A}{Br} = 0.8\% = \frac{0.8}{100} \text{ [BAEL91]}$$

$$\sigma_s : \text{Contrainte de l'acier ; } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b : \text{Résistance de calcul du béton : } \sigma_b = 0.85 \times \frac{f_{c_{28}}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa}$$

Suivant les règles BAEL91 : un poteau rectangulaire ($a \leq b$), il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{35}{35} \right)^2 = 1.2$$

En introduisant ces valeurs dans l'inégalité (*), on trouve

$$B_r \geq \frac{1.2 Nu}{\left[\frac{14.2}{0.9} + 0.85 \left(\frac{0.8}{100} \right)^{348} \right]} * 10 = 0.6627 Nu \longrightarrow B_r \geq 0.6627 Nu$$

On peut tirer « a » et « b » sachant que : $B_r = (a - 2) \times (b - 2)$ en $[\text{cm}^2]$; D'après le critère de résistance, Nous avons :

$$P_u = 1.35N_g + 1.5N_q$$

Avec

N_g : Effort normal dus aux charges permanentes et

N_q : Effort normal dus aux charges d'exploitations.

$N_u = 1.15 \times P_u$ D'après les règles BAEL91

On va dimensionner les poteaux en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire) et on prend : $a=b \implies (\text{axa})$ en $[\text{cm}^2]$.

➤ Condition de flambement

$$\text{Soit : } \lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 ; \text{ avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ et } B = a \times b. \text{ [BAEL91 / B.8.4.1]}$$

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.

➤ Calcule de la surface afférente

- Exemple du 4ème étage

$$L_f = 0.7 \times L_0$$

L_0 : Longueur libre du poteau

$$S_{aff} = (6.10/2 + 6.00/2) \times (6.50/2 + 5.00/2) = 34.80 \text{ m}^2.$$

► **Les longueurs afférentes des poutres secondaires**

$$L_{aff\text{ prin}} = (6.00/2 + 6.10/2) = 6.05 \text{ m}$$

$$L_{aff\text{ sec}} = (6.50/2 + 5.00/2) = 5.75 \text{ m}.$$

► **Poids propre des poutres principales et secondaires**

$$P_{pp} = 2500 \times 0.50 \times 0.40 = 500 \text{ daN/m}_L$$

$$P_{ps} = 2500 \times 0.30 \times 0.45 = 337.5 \text{ daN/m}_L$$

► **Poids total des poutres principales et secondaires**

$$P_t = P_{pp} + P_{ps} = (500 \times 6.05) + (337.5 \times 5.75)$$

$$P_t = 4965.625 \text{ daN}$$

$$N_p = 1.35 \times P_t \times n \quad \text{Avec : } n = \text{Nombre d'étage.}$$

$$N_p = 1.35 \times 4965.625 \times 12 \Rightarrow N_p = 80443.125 \text{ daN}$$

► **Poids propre de plancher**

$$G_{cumulé} = 1506.15 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{cumulé} = 700 \text{ daN/m}^2$$

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

$$N_{plancher} = [(1.35 \times 1506.15) + (1.5 \times 700)] \times 34.80 \Rightarrow N_{plancher} = 107298.927 \text{ daN}$$

$$N_u = 1.15 \times P_u = 1.15 (N_{plancher} + N_p) = 1.15 (107298.927 + 80443.125) \Rightarrow N_u = 215903.3886 \text{ daN}.$$

$$Br \geq 0.6627 N_u \Rightarrow Br = (a-2)^2 \geq 1430.79 \Rightarrow a = 39.82 \text{ cm}.$$

La section de poteau de ce niveau est $(50 \times 50) \text{ cm}^2$

➤ **Vérification des conditions imposées par le RPA 99 (version 2003)**

• **Vérification des dimensions**

- *Etages courants*

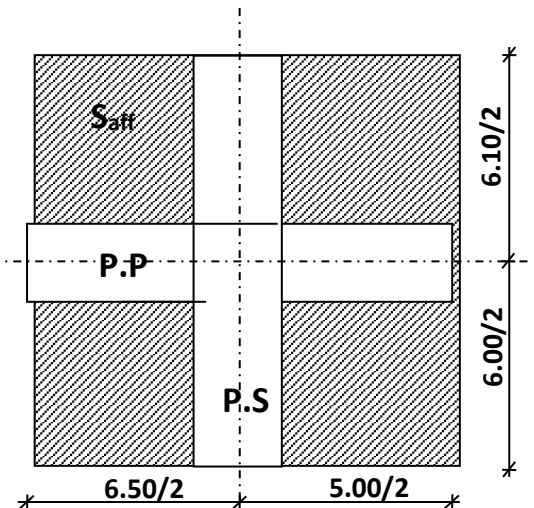


Figure 6: Surface afférente du poteau le plus sollicité

- $\min(a,b) \geq 25 \Rightarrow \min(a,b) = 50 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm (zone II}_a) \Rightarrow$ Condition vérifiée

- $\min(a,b) \geq \frac{he}{20} \Rightarrow \min(a,b) = 50 \text{ cm} \geq \frac{320}{20} = 16 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Avec : $h_e =$ hauteur libre de l'étage = 3,2 m

- $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \Rightarrow$ condition vérifiée.

- R.D.C :

- $\min(a,b) \geq 25 \Rightarrow \min(a,b) = 50 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm (zone II}_a) \Rightarrow$ Condition vérifiée

- $\min(a,b) \geq \frac{he}{20} \Rightarrow \min(a,b) = 50 \text{ cm} \geq \frac{500}{20} = 25 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Avec : $h_e =$ hauteur libre de l'étage = 5.0 m

- $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \Rightarrow$ condition vérifiée.

- Centre commercial

- $\min(a,b) \geq 25 \Rightarrow \min(a,b) = 50 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm (zone II}_a) \Rightarrow$ Condition vérifiée

- $\min(a,b) \geq \frac{he}{20} \Rightarrow \min(a,b) = 50 \text{ cm} \geq \frac{460}{20} = 23 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Avec : $h_e =$ hauteur libre de l'étage = 4.6 m

- $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \Rightarrow$ condition vérifiée.

- Parking

- $\min(a,b) \geq 25 \Rightarrow \min(a,b) = 50 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm (zone II}_a) \Rightarrow$ Condition vérifiée

- $\min(a,b) \geq \frac{he}{20} \Rightarrow \min(a,b) = 50 \text{ cm} \geq \frac{280}{20} = 14 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Avec : $h_e =$ hauteur libre de l'étage = 2.8 m

- $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Table 3:récapitulatif des conditions de RPA 99 (version 2003)

Etages	Poteaux	A=b	Condition(1) Min(a,b)≥25	He/20	Condition(2) Min(a,b)≥he/20	a/b	Condition(3) 1/4<a/b<4
8 ^{ème}	40 x 40	45	C.v	16	C.v	1	C.v
7 ^{ème}		45	C.v	16	C.v	1	C.v
6 ^{ème}		40	C.v	16	C.v	1	C.v
5 ^{ème}	45 x 45	45	C.v	16	C.v	1	C.v
4 ^{ème}		45	C.v	16	C.v	1	C.v
3 ^{ème}	50 x 50	50	C.v	16	C.v	1	C.v
2 ^{ème}		50	C.v	16	C.v	1	C.v
1 ^{ère}	60 x 60	60	C.v	25	C.v	1	C.v
R.D.C		60	C.v	25	C.v	1	C.v
1 ^{er} s/sol	70 x 70	70	C.v	23	C.v	1	C.v
2 ^{ème} S/sol		70	C.v	14	C.v	1	C.v
3 ^{ème} s/sol		70	C.v	14	C.v	1	C.v

➤ **Critère de flambement**

$$\lambda = l_f / i \text{ (Article B 8.4.1 BAEL91) Avec :}$$

λ : L'élanement mécanique d'une pièce comprimée

l_f : Longueur de flambement d'une pièce $l_f = 0.7 \times l_0$ (Article B 8.3.31 BAEL91).

l_0 : Longueur libre d'un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple est comptée entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de ses jonctions avec la fondation à la face supérieure du premier plancher (Article B.3.1 BAEL91).

$$L_0 = 3.2 \text{ m}$$

i : Rayon de giration de la section droite du béton seul.

$$i = \left(\frac{I}{B} \right)^{1/2} ; \quad I : \text{Moment d'inertie}$$

$$I = \frac{a \cdot b^3}{12} ; \quad B : \text{Section du béton}$$

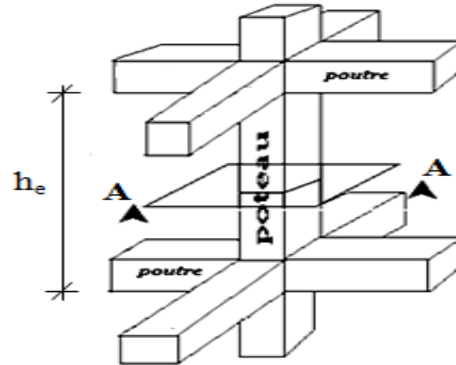


Figure 7: Schéma représentatif d'un étage courant

- Parking :

$$l_f = 0.7 \times 280 = 196 \text{ cm}$$

- Centre commerciale :

$$l_f = 0.7 \times 460 = 322 \text{ cm}$$

- R.D.C

$$l_f = 0.7 \times 500 = 350 \text{ cm}$$

- Etages courants

$$l_f = 0.7 \times 320 = 224 \text{ cm}$$

Table 4:récapitulatif de la condition de flambement

Niveau	Poteaux	L0(cm)	Lf(cm)	I (cm ⁴)	B(cm ²)	i(cm ²)	λ
8 ^{ème}	40 x 40	320	224	213333,3333	1600	11,54700538	19,39896904
7 ^{ème}		320	224	213333,3333	1600	11,54700538	19,39896904
6 ^{ème}		320	224	213333,3333	1600	11,54700538	19,39896904
5 ^{ème}	45 x 45	320	224	341718,75	2025	12,99038106	17,24352804
4 ^{ème}		320	224	341718,75	2025	12,99038106	17,24352804
3 ^{ème}	50 x 50	320	224	520833,3333	2500	14,43375673	15,51917524
2 ^{ème}		320	224	520833,3333	2500	14,43375673	15,51917524
1 ^{ère}	60 x 60	320	224	1080000	3600	17,32050808	12,93264603
R.D.C		500	350	1080000	3600	17,32050808	20,20725942
1 ^{ers} /sol	70 x 70	460	322	2000833,333	4900	20,20725942	15,93486743
2 ^{ème} S/sol		280	196	2000833,333	4900	20,20725942	9,699484522
3 ^{ème} s/sol		280	196	2000833,333	4900	20,20725942	9,699484522

II.5 Pré-dimensionnement des voiles :

II.5.1 Voiles de contreventement

Le pré-dimensionnement des murs en béton armé est justifié par [l'Article 7.7.1 du RPA99]. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.

➤ **Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003)**

$$a \leq \frac{L}{4} \quad \text{et} \quad a \geq \frac{h_e}{20}$$

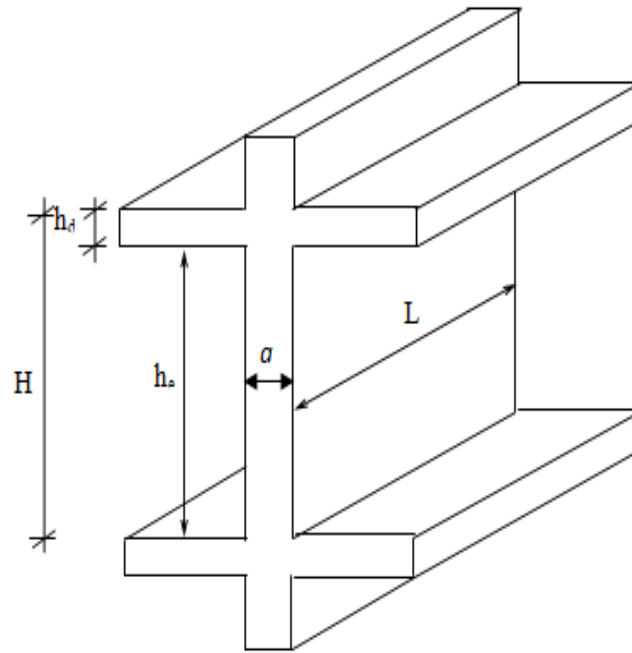


Figure 8: Coupe de voile en élévations

D'où :

L : Largeur du voile correspond à la portée minimale.

a : Epaisseur du voile.

h_e : Hauteur libre d'étage.

H : hauteur d'étage.

h_d : épaisseur de la dalle.

Pour notre structure

h_e : la hauteur d'étage

$$h_{e \max} = 500 - 25 = 475$$

$$e \geq \frac{475}{20}$$

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

➤ Conclusion

On adopte un voile de contreventement d'épaisseur : $a = 25 \text{ cm}$

II.5.2 Voiles périphériques

Selon le RPA 99, l'épaisseur minimale du voile périphérique est de 15 cm. De plus, il doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h_e . [Article 7.7.1].

$$\begin{cases} a_{\min} = 15 \text{ cm} \\ a \geq \frac{h_e}{25} \end{cases}$$

Avec : $h_e = 286 \text{ cm}$ (hauteur libre du sous sol) ;

$$a \geq \frac{284}{20} = 14.2 \text{ cm}$$

➤ **Conclusion**

Donc on adopte un voile périphérique d'épaisseur : $a = 20 \text{ cm}$



Chapitre III : Etude de plancher

III. PLANCHER

Les plancher sont des éléments horizontaux qui s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs,...) ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides (éléments indéformables)

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir

- 1- La résistance aux charges permanentes et aux charges d'exploitation
- 2- reprise des efforts horizontaux due au vent, séisme ou à la poussée de terres sur les murs en périphérie de sous sol enterré et répartition de ces efforts aux éléments porteurs
- 3- séparation entre les différents niveaux et isolations thermique et acoustique
- 4- protection des personnes contre les risques d'incendie

III.1) Plancher à corps creux :

Il existe une très grande variété de plancher à corps creux peuvent être soit en argile cuite, soit en béton (béton ordinaire ou béton léger).

Ces corps creux sont constitués de :

- Corps creux
- Nervures
- Dalle très mince

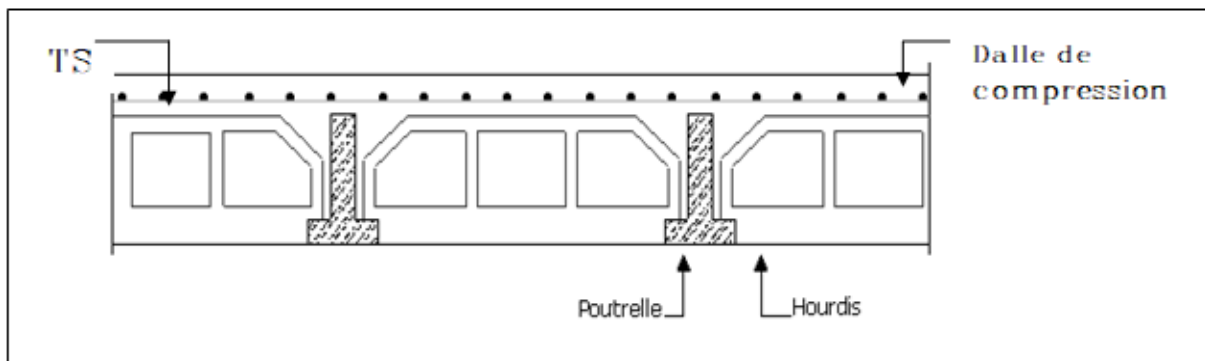


Figure 9: schéma du plancher

III.1.1) Détermination des dimensions des poutrelles :

On a une plancher d'épaisseur 24cm dont ; 4cm pour la dalle de compression et 20cm pour le corps creux et

La section transversale de la poutrelle est une section en (Té) :

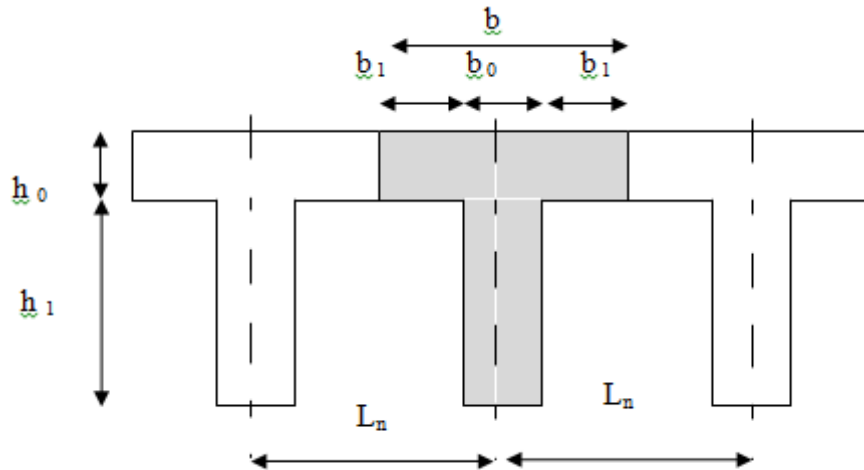


Figure 10:dimensions des poutrelles

$$\begin{cases} h_t=25\text{cm} \\ h_1=21\text{cm} \\ h_0=4\text{cm} \end{cases} \text{ D'après les règles B.A.E.L.91 la largeur des ailettes de la table de compression } (b_1)$$

sera calculée à partir de la plus faible des valeurs suivantes :

$$\begin{cases} * b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ * b_1 \leq \frac{L}{10} \\ * b_1 \leq (6 \div 8)h_0 \\ * b = 2b_1 + b_0 \end{cases}$$

Avec : L_n : La distance entre axes des nervures et
 L : La portée entre nus d'appuis de la poutrelle.
 $L_n = 60\text{cm}$; d'après les normes Algériennes

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

$$b_1 \leq \min \begin{cases} \frac{L_n - b_0}{2} = \frac{60 - 12}{2} = 24\text{cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{520}{10} = 52\text{cm} \end{cases}$$

$$(6 \div 8)h_0 = (6 \div 8) \times 4 = (24 \div 32) = 28\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min(24 ; 52 ; 28) = 24\text{cm}$$

Donc :

$$b_1 = 24\text{cm et}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12 = 60\text{cm.}$$

D'après les normes Algériennes, les dimensions du corps creux et la dalle de compression sont :

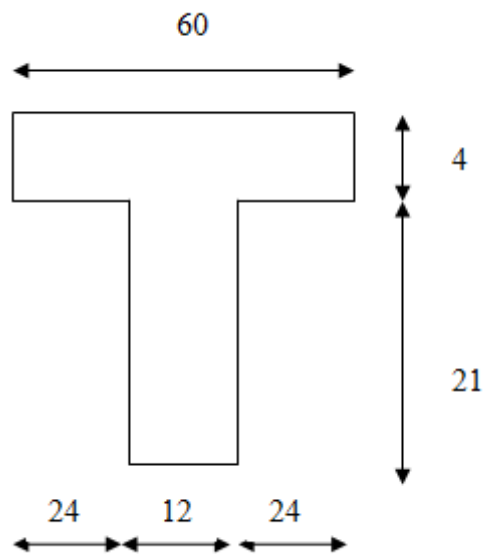


Figure 11:les dimensions de la poutrelle

III.1.2) Ferrailage de la table de compression :

D'après les règles B.A.E.L.91 : L'épaisseur minimale de la dalle de compression est $h_{0\min} = 4\text{cm}$

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions

des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note : A_{\perp}
- 30cm : Pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note : $A_{//}$

Les sections de ces armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Si : $L_n \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$

▪ Si : $50\text{cm} \leq L_n \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4.L_n}{f_e}$

Les armatures parallèles aux nervures, doivent avoir une section : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

Avec :

- f_e : la limite d'élasticité du treillis soudé en [MPa] A : en [cm^2/ml]

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

• **Détermination des armatures:**

On a: $50\text{cm} \leq L_n = 60\text{cm} \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4.L_n}{f}$;

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

Donc: $A_{\perp} \geq \frac{4 \times 60}{520} = 0,46\text{cm}^2 / \text{ml}$

• **Choix des armatures:**

5T6/ml \longrightarrow A = 1,41 cm^2/ml

(T6 \longrightarrow e = 20cm).

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

• **Détermination des armatures:**

On a: $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,46}{2} = 0,23\text{cm}^2 / \text{ml}$

• **Choix des armatures:**

5T6/ml \longrightarrow A = 1,41 cm^2/ml

(T6 \longrightarrow e = 20cm).

Choix : on adoptera un TS ϕ_6 de mailles (20 \times 20) cm^2 .

IV.2) Etude des poutrelles :

Dans le cas de planchers comportant des poutres (secondaires ou principales) sarmentées par une dalle générale à laquelle elles 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 : **(B A E L 91/B.6.2 ,20)**

• Méthode forfaitaire pour les plancher à charges d'exploitation modérée ; **:(B A E L 91/B.6.2 ,21)**

• Méthode Caquot pour les plancher à charges d'exploitation relativement élevée ; **:(B A E L 91/B.6.2 ,22)**

Condition d'application de la méthode forfaitaire :

Un plancher est dit a charge d'exploitation modéré si :

- 1) La surcharge d'exploitation $P \leq \min(2G; 500 \text{ daN/m}^2)$;
- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;
- 3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 et
- 4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible)

• Principe de la méthode :

Soit M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$\text{Soit : } \alpha = \frac{P}{G + P}$$

- α : coefficient ;
- P : La surcharge d'exploitation non pondérée et
- G : La charge permanente non pondérée.

• Moment en travée :

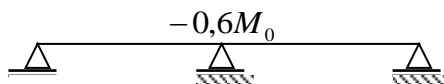
$$* M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq [\max((1 + 0,3\alpha); 1,05)]M_0$$

$$* \begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{cases} \begin{cases} \longrightarrow \text{ Dans le cas d'un travée de rive} \\ \longrightarrow \text{ Dans le cas d'un travée intermédiaire} \end{cases}$$

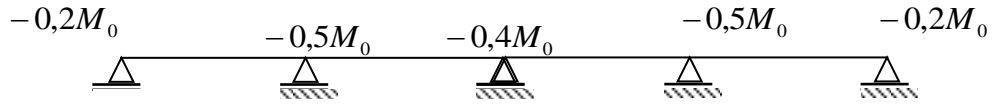
- M_g : Le moment en appuis de gauche et
- M_d : Le moment en appuis de droite.

• Moment en appuis :

$$* M_a \leq -0,6M_0 \quad \text{Cas d'une poutre à deux travées ;}$$



- * $M_a \leq -0,5M_0$ Pour les appuis voisin des appuis de rive d'une poutre a plus de deux travées ;



* $M_a \leq -0,40M_0$ Pour les autres appuis intermédiaires.

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

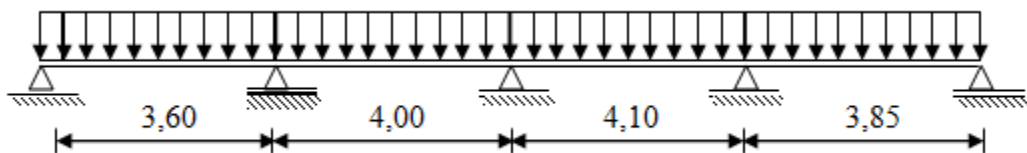
Remarque : dans notre cas la méthode de forfaitaire est vérifiée

• Evaluation des charges :

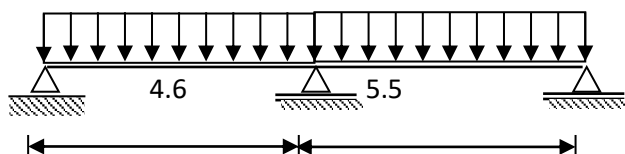
Charges / Etages	Destination	G daN/m ²	Q daN/m ²	$Q_u = 1,35G + 1,5Q$ E.L.U	$Q_s = G + Q$ E.L.S	E(m)	$\bar{q}_u = q_u * E$	$\bar{q}_s = q_s * E$
Plancher Terrasse	Inaccessible	607.4	100	969.99	707.4	0.6	581.99	424.44
2 ^{eme} - 9 ^{eme} Etage	Habitation	211.25	150	510.19	361.25	0.6	306	216.75
1 ^{er} + R.D.C + Sous -sol	Commerce +boutiques	606	500	1568.1	1106	1.00	1568.1	1106
Les 2 dernier sou-sol	Parking	211.25	250	660.19	461.25	1.00	660.19	461.25

III.2.1) Types des poutrelles : on a 4 type de poutrelle

Type 1 :



Type 2 :



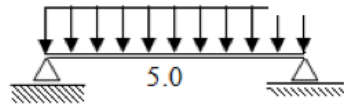
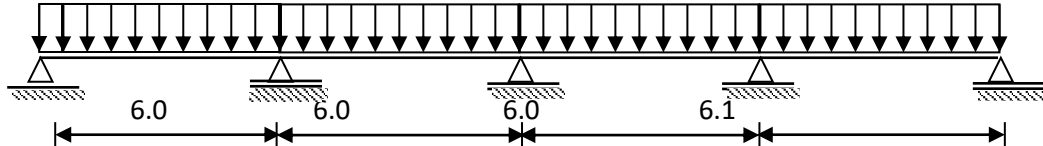
Type 3 :**Type4 :**

Figure 12:Schéma statique des poutrelles

a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- $P = 150 \text{ daN} / \text{m}^2 \leq \min(2 \times 541; 500) \text{ daN} / \text{m}^2 = 500 \text{ daN} / \text{m}^2 \longrightarrow$ Condition vérifiée ;
- Le moment d'inertie est constant dans les différentes travées \longrightarrow Condition vérifiée ;
- Le rapport de deux portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{5.5}{4.6} = 1.2 \leq 1,25$$

\longrightarrow Condition vérifiée et

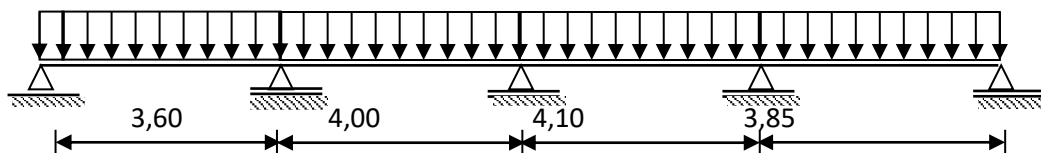
$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{5.5}{4.6} = 1.2 \leq 1,25$$

La fissuration est considérée comme non préjudiciable \longrightarrow Condition vérifiée.

Conclusion : Les 04 conditions sont vérifiées pour les types suivants : Type1 ; Type2 ; Type3 ; Type4 ;

• Application de la méthode forfaitaire :

On prend le type 1 comme exemple de calcul



$$\alpha = \frac{P}{G + P} = \frac{150}{211.25 + 150} = 0,415$$

$$0 \leq \alpha = 0,415 \leq \frac{2}{3}$$

- Travées de rive (A-B et F-G) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1} + \frac{0,5+0,2}{2} M_{01} \geq [\max((1+0,3 \times 0,415); 1,05)] M_{01} \\ M_{t1} \geq \left(\frac{1,2+0,3 \times 0,415}{2} \right) M_{01} \end{array} \right.$$

On prend : $M_t = 0,72M_0$

- Travées intermédiaires (B-C et E-F) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{0,4+0,5}{2} M_0 \geq 1,05M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1+0,3 \times 0,415}{2} \right) M_0 \end{array} \right.$$

On prend : $M_t = 0,62M_0$

- Travées intermédiaires (C-D et D-E ;) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{0,4+0,4}{2} M_0 \geq 1,05M_0 \\ \text{On prend : } M_t = 0,67M_0 \end{array} \right.$$

Travées

ELU :

$$M_{0A-B} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{510.187 * 5^2}{8} = 1594.34 daN.m$$

$$M_{B-C} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{510.187 * 5.4^2}{8} = 1859.63 daN.m$$

$$M_{0C-D} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{510.187 * 4.6^2}{8} = 1349.45 daN.m$$

$$M_{0D-E} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{510.187 * 5.5^2}{8} = 1929.15 daN.m$$

ELS :

$$M_{0A-B} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{361.25 * 5.5^2}{8} = 1365.977 daN.m$$

$$M_{B-C} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{361.25 * 4.6^2}{8} = 1316.756 daN.m$$

$$M_{0C-D} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{361.25 * 5.4^2}{8} = 955.506 daN.m$$

$$M_{0D-E} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{361.25 * 5^2}{8} = 1365.977 daN.m$$

ELU :

$$M_{tA-B} = 0.72 * 1623.05 = 1168.60 daN.m$$

$$M_{tB-C} = 0.62 * 2023.30 = 1254.45 daN.m$$

$$M_{tC-D} = 0.67 * 1123.54 = 758.77 daN.m$$

$$M_{tD-E} = 0.67 * 2230.22 = 1494.25 daN.m$$

ELS :

$$M_{tA-B} = 0.72 * 1149.23 = 827.45 daN.m$$

$$M_{tB-C} = 0.62 * 1432.65 = 888.24 daN.m$$

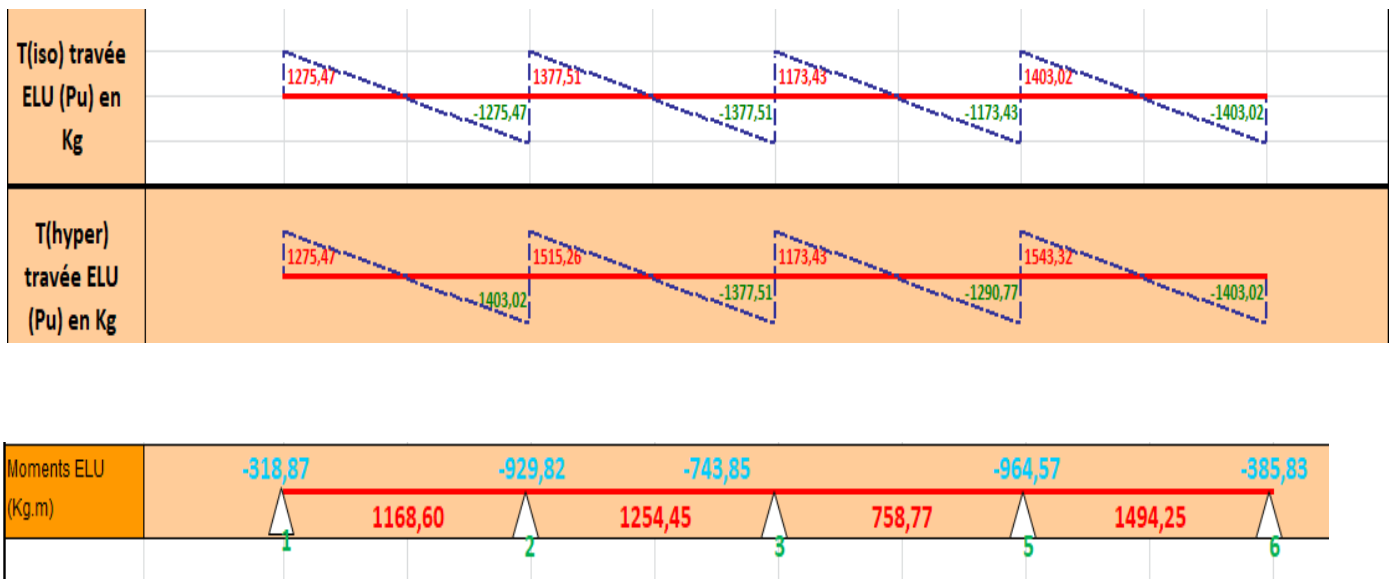
$$M_{tC-D} = 0.67 * 801.90 = 537.27 daN.m$$

$$M_{tD-E} = 0.67 * 1579.16 = 1058.04 daN.m$$

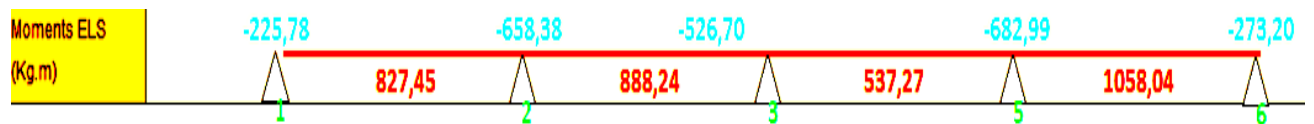
* Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants :

Type 1

ELU :



ELS :



les autres type illustrée sur le tableau suivant :

type		M_T (daN.m)	M_a (daN.m)	T(daN)
Type01	ELU	1494.25	318.87	1058.04
	ELS	1058.04	682.99	
Type02	ELU	1929.15	1157.49	1623.06
	ELS	1365.97	819.59	
Type03	ELU	1202.5	839.24	1491.24
	ELS	874.1	607.01	
Type04	ELU	2295.84	1186.5	1838.06
	ELS	1680.264	840.13	

Conclusion :

ELU :

$M_{Tmax}=2295.84 \text{ daN.m}$

$M_{amax}=1186.5 \text{ daN.m}$

$T_{max}=1838.06 \text{ daN.m}$

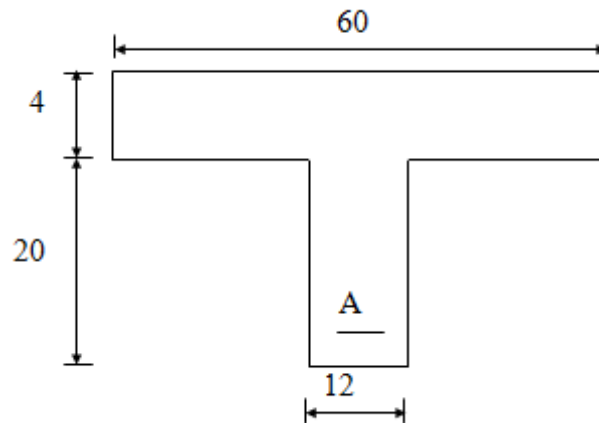


Figure 13:schema de calcul

ELS :

$$M_{Tmax}=1680.26daN.m$$

$$M_{amax}=840.13daN.$$

Ferraillage de la poutrelle :**1) Détermination des armatures :****Au niveau des travées :**

$$\underline{\text{ELU :}} \quad M_t^u = 2295.84daN.m$$

• Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

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

$$M_T = 11,33 \cdot 60 \cdot 4 \left(21.6 - \frac{4}{2} \right) = 71416.8N.m$$

$M_t^u = 22958.4N.m < M_T = 7141.6N.m \Rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression.

Donc : la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 24)cm^2$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{22958.4}{11,33 \cdot 60 \cdot (23)^2} = 0,005$$

$$\mu = 0,005 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,006$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,997$$

• **Détermination des armatures:**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{22958,4}{348 \cdot 0,998 \cdot 21,6} = 0,29 \text{ cm}^2$$

• **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 23 \cdot \frac{1,8}{400} = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 0,33 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures:**

$$3\text{T}10 \longrightarrow A = 2,36 \text{ cm}^2$$

- **ELS :** $M_t^s = 1680,26 \text{ daN.m}$

▪ Flexion simple

▪ Section rectangulaire sans A' $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

▪ Acier FeE400

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

$$E = \frac{(b-b_0)h_0^2 + 30 \cdot A \cdot d}{b_0} = \frac{(60-12) \cdot 4^2 + 30 \cdot 2,36 \cdot 23}{12} = 199,7 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -18,95 + \sqrt{18,95^2 + 199,7} = 4,7 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3 - (b-b_0)(y_1-h_0)^3}{3} + 15A(d-y_1)^2 = \frac{60 \cdot 4,7^3 - (60-12)(4,7-4)^3}{3} + 15 \cdot 2,36 \cdot (23-4,7)^2$$

$$I = 13926 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t}{I} = \frac{16802,6}{13926} = 1,21$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 1,21 \cdot 4,7 = 5,7 \text{ MPa}$$

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

Conclusion :

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

- Fissuration peu nuisible
(Aucune vérification pour σ_s)

} \Rightarrow Les armatures calculées en ELU sont maintenues

a.2) Au niveau des appuis :

ELU : $M_a^u = -1186.5 \text{ daN.m}$

Comme la table se trouve dans la zone tendue, elle n'intervient pas dans le calcul et, par conséquent, la section en T doit être considérée comme une section rectangulaire de largeur 12cm et hauteur 24cm.

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

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{11865}{14.2 \cdot 12 \cdot (23)^2} = 0,132$$

$$\mu = 0,132 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,177$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,929$$

• **Détermination des armatures:**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{11865}{348 \cdot 0,929 \cdot 23} = 1,6 \text{ cm}^2$$

• **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 23 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 1,6 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures:**

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

ELS : $M_a^s = 840.13 \text{ daN.m}$

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

▪ Flexion simple

▪ Section rectangulaire sans A' $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b^? = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

▪ Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{11865}{8401,3} = 1,412$$

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,456 > \alpha = 0,177$$

Conclusion :

- $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15MPa$
- Fissuration peu nuisible } \Rightarrow Les armatures calculées en ELU sont maintenues
(Aucune vérification pour σ_s)

III.3.) Calcul des armatures transversale

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

$$T_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 23 = 20,7cm$$

$$T_u = 18380,6N \leq 0,267 \cdot 20,7 \cdot 12 \cdot 25 = 165807N$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

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

On doit vérifier que :

$$A_t = 2,36cm^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(1513,22 - \frac{8741,1}{0,9 \cdot 21,6} \right) \cdot 10^{-2} = 0,53cm^2 \quad A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right)$$

Condition vérifier

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

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{18380,6 \cdot 10}{12 \cdot 23 \cdot 100} = 0,7MPa$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \overline{\tau_u} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) = 3,3MPa$$

- $\tau_u = 0,7MPa < \overline{\tau_u} = 3,3MPa \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

c) Section et écartement des armatures transversales A_t :

- Diamètre des armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{25}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right) = 0,71cm$$

On prend : $\phi_t = 8mm$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 1,01cm^2$

- L'espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot K}{0,8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K = 1$ (flexion simple)

$\alpha = 90^\circ$

$$\text{Donc : } \delta_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0,8 \cdot f_e}{b_0 \cdot (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{1 \cdot 0,8 \cdot 235}{12 \cdot (0,7 - 0,3 \cdot 2,1)} = 439,98 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \cdot 23 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 20,7 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 b_0} = \frac{1,01 \cdot 235}{0,4 \cdot 12} = 49,45 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 20,7 \text{ cm}$$

On adopte $\delta_t = 20 \text{ cm}$

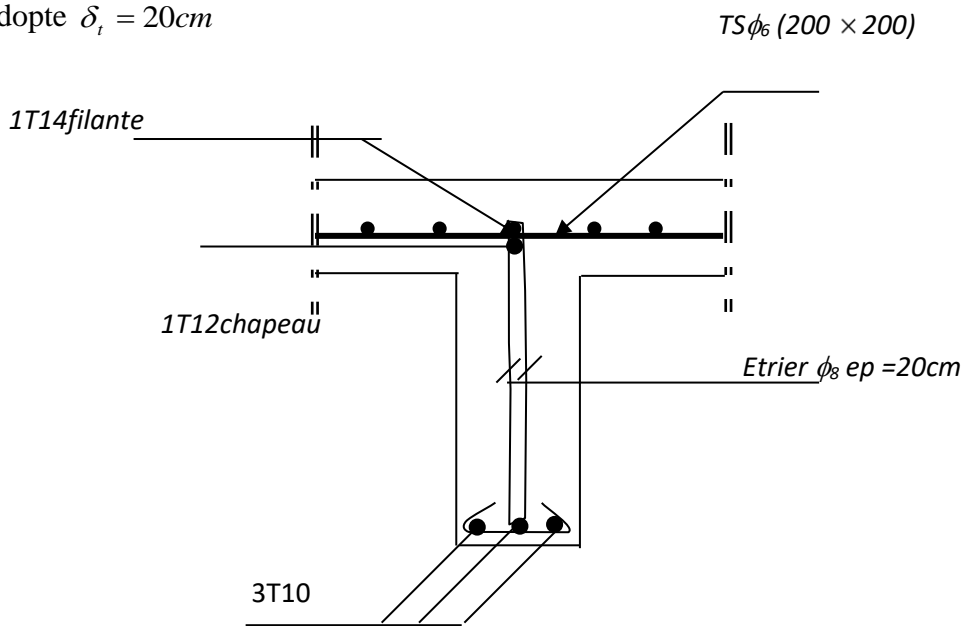


Figure 14:schémas de ferrailage

III.4) Vérification de la flèche :

- Calcul de flèche : (Principe)

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

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

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

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

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

Avec :

- Δf_t : La flèche totale.
- f_{gv} : La flèche maximale due aux charges permanentes après mise en place des cloisons (g), sous charge de longue durée d'application ;
- f_{ji} : La flèche maximale due aux charges permanentes avant mise en place des cloisons (j), sous charge de faible durée d'application ;
- f_{pi} : La flèche maximale due aux charges totales ($P = g + Q$), sous charge de faible durée d'application ;
- f_{gi} : La flèche maximale 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 ($E_v = \frac{1}{3} E_i$) ;
- $I_{f_i} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$: Le moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées ;
- $I_{f_v} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$: Le moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée ;
- I_0 : Le moment d'inertie de la section homogène (avec : $n = 15$) ; par rapport à un axe passant par le C.D.G et

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} \quad ; \quad \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad (\mu \geq 0)$$

$$\sigma_s : \text{Pour ELS ; } \sigma_s = \frac{M^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b_0 \times d} \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1$$

Flèche admissible :

$$\Delta f_{t, \max} = \frac{l}{500} \quad \text{Si } l \leq 5,00m$$

$$\Delta f_{t,\max} = \frac{l}{500} + 0,5\text{cm} \quad \text{Si } l \geq 5,00\text{m}$$

- suivant les règles B.A.E.L.91, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si cette dernière est associée à un hourdi et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

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

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

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

✓ **Vérification de la flèche pour plancher courant :**

$$- \frac{h}{L} = \frac{25}{550} = 0,045 < \frac{1}{16} = 0,062 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$- \frac{h}{L} = \frac{25}{550} = 0,045 \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} = 0,019 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$- \frac{A}{b_0 \cdot d} = 0,086 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

✓ **Calcul de flèche :**

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

$g = 211,25 \cdot 0,6 = 126,75 \text{ daN/m}$: La charge permanente après mise en place des cloisons.

$j = g = 211,25 \cdot 0,6 = 81,75 \text{ daN/m}$ (Plancher courant)

$P = (211,25 + 150) \cdot 0,6 = 216,75 \text{ daN/m}$: La charge totale

✓ **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_j = M_{1g} = -\frac{q_g \cdot l^2}{8} = 193,58 \text{ daN.m}$$

$$M_p = \frac{q_{eP}^r \cdot l_e^2}{8} = 449,55 \text{ daN.m}$$

Modules de déformations longitudinaux:

$$f_{c28} = 2 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 1,8 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 29858,59 \text{ MPa}$$

$$E_{v28} = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86MPa$$

✓ **Calcul du moment d'inertie (I₀):** Section de calcul du moment d'inertie

$$n = 10$$

Dimension [cm]	
b	60,00
h _o	4,00
y ₁	2,00
b _o	12,00
h	25,00
y ₂	14,50
A	2,36
d	23,00
V ₁	9,38
V ₂	15,61

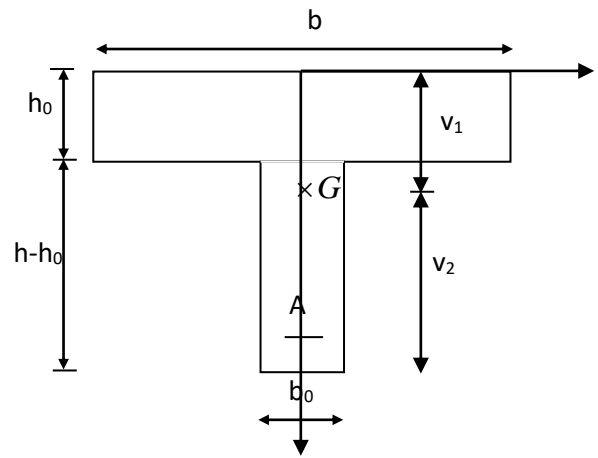


Figure 15:section de calcul du moment d'inertie

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

$$V_1 = \frac{4 \cdot 60 \cdot 2 + 25 \cdot 12 \cdot 14.5 + 15 \cdot 2.36 \cdot 23}{4 \cdot 60 + 25 \cdot 12 + 15 \cdot 2.36} = 9.38cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 9.38 = 15.61cm$$

$$I_0 = \frac{b \cdot V_1^3}{3} - \frac{(b - b_o)(V_1 - h_o)^3}{3} + \frac{b_o \cdot V_2^3}{3} + n \cdot A(d - V_1)^2$$

$$I_0 = \frac{60 \cdot 9.38^3}{3} - \frac{(60 - 12)(9.38 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot 15.61^3}{3} + 10 \cdot 2.36(23 - 9.38)^2$$

$$I_0 = 33636.39cm^4.$$

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

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

Avec :

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré

$$\rho = \frac{A}{b_o d} = \frac{2.36}{12.23} = 0.0085 \quad \text{tableau} \rightarrow \beta_1 = 0.87$$

Avec :

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

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_s^g}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{1935.381}{2,36 \cdot 0,87 \cdot 23} = 41 \text{MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_s^p}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4495.59}{2,36 \cdot 0,87 \cdot 23} = 95.3 \text{MPa}$$

✓ **Calcul du μ_j ; μ_g ; μ_p :**

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \cdot \sigma_s^j + f_{t28}} = -0.0514$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_g}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = 63.6 \text{MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \cdot \sigma_s^g + f_{t28}} = 0.1380$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \cdot \sigma_s^p + f_{t28}} = 0.312$$

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

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

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \cdot 1,8}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{60}\right) \cdot 0,0087} = 3,97$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \cdot 1,8}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{60}\right) \cdot 0,0087} = 1,6$$

$$I_{fgv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \cdot 35192.31}{1 + 1,6 \cdot 0,41} = 2332.5 \text{cm}^4$$

$$I_{fgi} = I_{fji} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = \frac{1,1 \cdot 35198.31}{1 + 3,97 \cdot 0,41} = 14734.61 \text{cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = \frac{1,1 \cdot 35198,31}{1 + 3,97 \cdot 0,33} = 16760,37 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des flèches partielles :**

$$f_{gv} = \frac{M_g \cdot l^2}{10E_v \cdot I_{fgv}} = \frac{3000,728 \cdot 5,5^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 10043,34 \cdot 23320,52} = 0,3 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = f_{ji} = \frac{M_i \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fji}} = \frac{7049,7 \cdot 4,84^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 29858,59 \cdot 14731,61} = 0,1 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fpi}} = \frac{889,44 \cdot 4,84^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 29858,59 \cdot 16760,37} = 0,3 \text{ cm}$$

✓ **La flèche total :**

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

$$\Delta f_t = (0,3 - 0,1) + (0,3 - 0,1) = 0,4 \text{ cm}$$

✓ **La flèche admissible :**

$$l = 5,5 \text{ m}$$

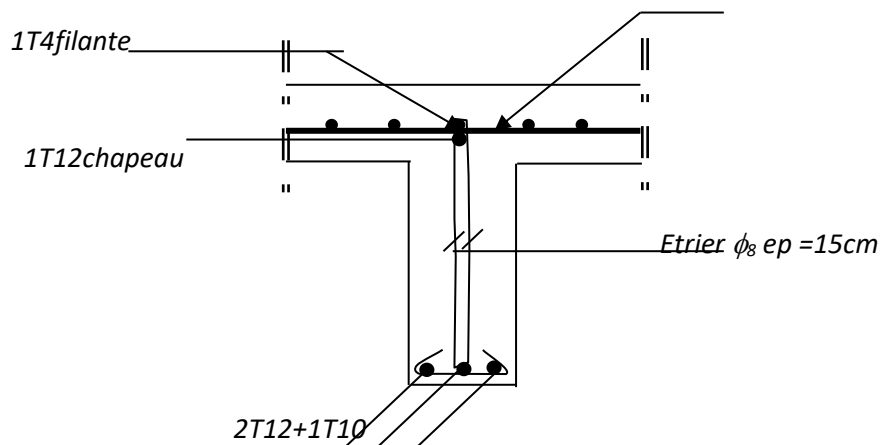
$$\Rightarrow \Delta f_{t,max} = \frac{l}{500} = \frac{550}{500} = 1,1 \text{ cm}$$

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

Plancher terrasse :

Type		M _T (daN.m)	M _a (daN.m)	T(daN)
Type01	ELU	1153.53	823.96	1476.3
	ELS	841.05	600.75	
Type02	ELU	1107.40	988.75	1510.6
	ELS	804.4	720.82	
Type03	ELU	1066.3	952.02	1482.26
	ELS	777.40	694.11	
Type04	ELU	1153.54	823.96	1476.3
	ELS	841.036	600.74	

TS ϕ_6 (200 x 200)



Plancher parking :

Type		$M_T(daN.m)$	$M_a(daN.m)$	$T(daN)$
Type01	ELU	1379 ,32	955,02	1711,08
	ELS	1025,13	683,413	
Type02	ELU	1337,3	1146,02	1750,27
	ELS	956,8	820,11	
Type03	ELU	1456,5	971	1725,34
	ELS	1042,3	694,26	
Type04	ELU	2138,6	1549,5	2676,10
	ELS	1549,5	1091,2	

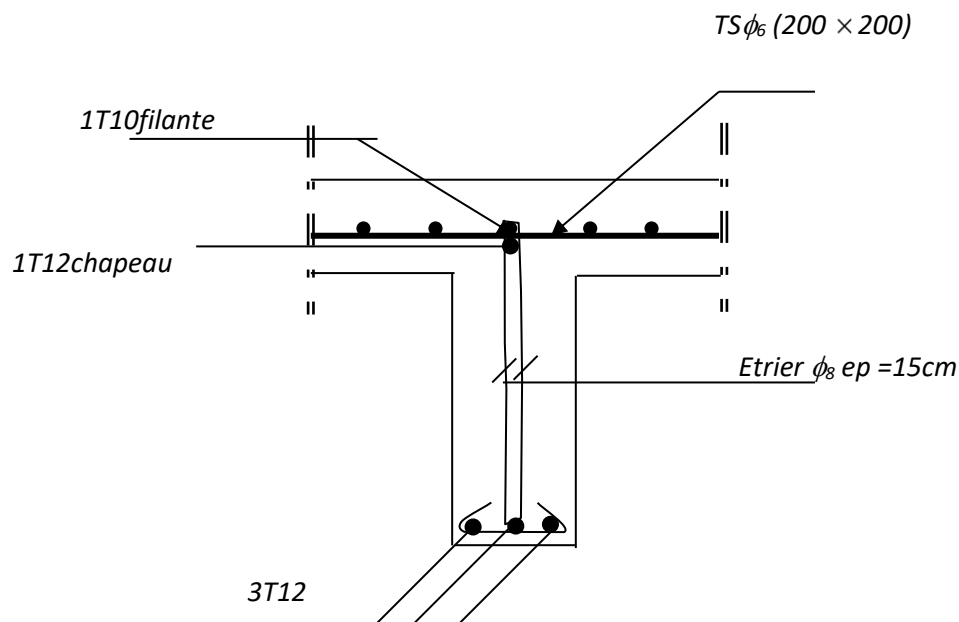


Figure 17:schema de calcul

III.3. Calcul des planchers à dalle pleine

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

III.3.1 Méthode de calcul

➤ Les dalles de notre structure portent suivant deux directions (voir chapitre II) et le calcul se fait en flexion simple.

Le principe de calcul est basé sur les points suivants :

La dalle est considérée comme reposant sur 4 cotés hypothèse de calcul

➤ Considérons 2 bandes :

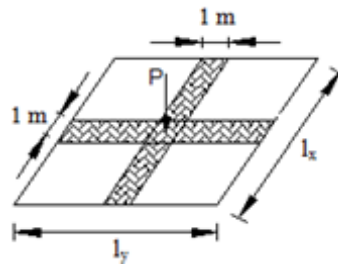


Figure 18: hypothèse de calcul

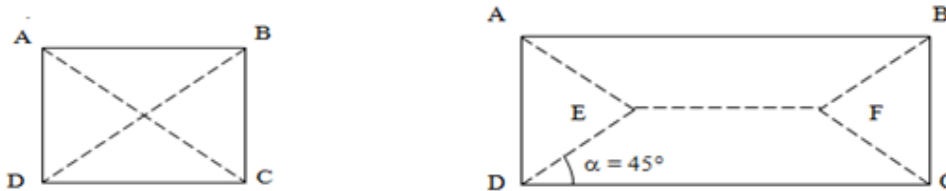
- ✓ Une bande suivant le sens x de longueur l_x et de largeur 1 m ;
- ✓ Une bande suivant le sens y de longueur l_y et de largeur 1 m.
- Une charge élémentaire P appliquée sur une bande de 1 m perpendiculaire aux lignes d'appui à l'E.L.U.R et à l'E.L.S.

Conclusion

Sous l'effet de la charge Chaque bande se déforme.

Chaque bande dans un sens est soulagée par une série de bande élastique dans le deuxième sens ;

Les lignes de ruptures déterminées par essai de chargement figurent en traits interrompus.



Panneau de dalle de forme carrée
rectangulaire

Panneau de dalle de forme

Figure 19:les lignes de rupture déterminées par essai de chargement

Diamètre des armatures

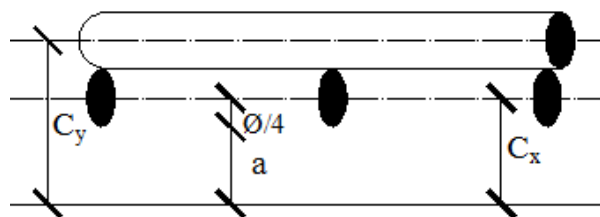


Figure 20:enrobage

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. D'après [Pratique du BAEL 91-14.5].

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

$$\phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } \phi = 10 \text{ mm}$$

Calcul de l'enrobage

La fissuration est considérée comme peu nuisible $\Rightarrow a = 10 \text{ mm}$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 10 + \frac{10}{2} = 15 \text{ mm} \\ C_y = 10 + 10 + \frac{10}{2} = 25 \text{ mm} \end{cases}$$

Les hauteurs utiles

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1,5 = 14,5 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 16 - 2,5 = 13,5 \text{ cm}$$

Espacement maximal des armatures : [Article BAEL IV.5.c]

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

III.3.2 Evaluation des charges et combinaisons fondamentales (1^{ER} Sous-Sol RDC 1^{ère} étage)

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

$$G = 606 \text{ daN/m}^2 \text{ et } Q = 500 \text{ daN/m}^2$$

➤ *Combinaisons fondamentales*

Etat limite ultime (ELUR)

$$\overline{q_u} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \overline{q_u} = 1568,1 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Pour une bande de 1m de largeur : } q_u = \overline{q_u} \times 1\text{m} = 1568,1 \text{ daN/m}$$

Etat limite service (ELS)

$$\overline{q_{\text{ser}}} = G + Q \Rightarrow \overline{q_{\text{ser}}} = 1106 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Pour une bande de 1m de largeur : } q_{\text{ser}} = \overline{q_{\text{ser}}} \times 1\text{m} = 1106 \text{ daN/m}$$

Etat limite ultime (ELUR)

$$M_{x_u} = \mu_{x_u} \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x$$

$$M_{y_u} = \mu_{y_u} \times M_{x_u} \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y$$

Etat limite service (ELS)

$$M_{x \text{ ser}} = \mu_{x \text{ ser}} \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x$$

$$M_{y \text{ ser}} = \mu_{y \text{ ser}} \times M_{x \text{ ser}} \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y$$

$$\text{Avec : } \mu_x \text{ et } \mu_y = f(\rho; \nu) \text{ et } \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Calcul les sollicitations➤ **Sous-sol 1****Etat limite ultime (E L U)**

$$L_x = 5.65 \text{ m}$$

$$L_y = 6.45 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.88$$

Calcul de M_x et M_y ➤ **Moment en appuis**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0478 \\ \mu_y = 0.7400 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 2392.76 \text{ daN.m} \\ M_y = 1770.64 \text{ daN.m} \end{cases}$$

Etat limite de service (E L S)**Calcul de M_x et M_y** ➤ **Moment en appuis**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0549 \\ \mu_y = 0.8180 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x \text{ S}} = 1938.52 \text{ daN.m} \\ M_{y \text{ S}} = 1585.54 \text{ daN.m} \end{cases}$$

Calcul du ferrailage de la dalle pleine :(sous-sol)

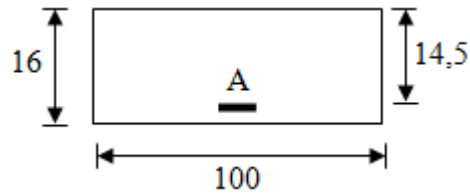


Figure 21: section de calcul en travée

➤ Sens x-x

A. En travée

Etat limite ultime (ELU)

$$M_{tx}^u = 2033.84 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{20338.4}{14.2 \times 100 \times 14.5^2} = 0,068$$

$$\mu = 0,068 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{AN}^? \text{ existe pas et ;}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,088$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,964$$

Détermination des armatures

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{20338.4}{348 \times 0,964 \times 14,5} = 4.18 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité

$$\text{Pour la dalle : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 4.18 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$6T10 \longrightarrow A = 4.71 \text{ cm}^2$$

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

Etat limite de service (ELS)

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 1647.57 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A_{st}

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A_{\text{st}} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{2033.84}{1647.57} = 1.23$$

$$\alpha = 0,088 < 0,365$$

Conclusion

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

Fissuration peu nuisible

} les armatures calculées à ELU sont maintenues

En appuis

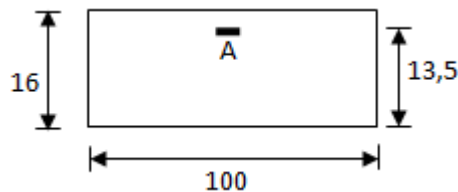


Figure 22: section de calcul en appuis

Etat limite ultime (ELU)

$$M_{ax}^u = 1196.38 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{11963.8}{14.2 \times 100 \times 14.5^2} = 0,04$$

$$\mu = 0,04 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \hat{A}N' \text{ existe pas et ;}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,051$$

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

Détermination des armatures

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{11963.8}{348 \times 0,980 \times 14.5} = 2.41 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité

$$\text{Pour la dalle : } A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_a^u = 2.41 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 4T10 \rightarrow A= 3.14 cm²/ml

T10 (e=25cm)

Etat limite de service (ELS)

$$M_{ax}^{ser} = 969.16 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A \bar{A}

Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec A}\bar{\text{A}} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{1169.38}{696.16} = 1.23$$

$$\alpha = 0.051 < 0.37$$

Conclusion

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

Fissuration peu nuisible

} les armatures calculées à ELU sont maintenues

Sens y-y

En travée

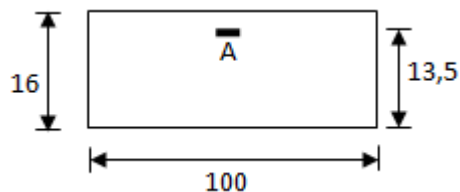


Figure 23:section de calcul en travée

Etat limite ultime (ELU)

$$M_{ty}^u = 1505.04 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{15050.4}{11,33 \times 100 \times 13,5^2} = 0,058$$

$$\mu = 0,058 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \hat{A}N^? \text{ existe pas et ;}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,075$$

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

Détermination des armatures

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{15050,4}{348 \times 0,991 \times 13,5} = 3,30 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité

$$\text{Pour la dalle : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 3,30 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 5T10 \longrightarrow $A=3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Etat limite de service (ELS)

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 1347,71 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A_{\bar{z}}$

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A_{\bar{z}} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^{\text{ser}}} = \frac{1505,04}{1347,71} = 1,12$$

$$\alpha = 0,075 < 0,31$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELUR convient pour l'ELS.

En appuis

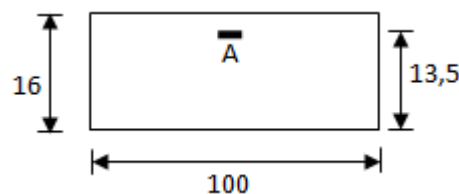


Figure 24: section de calcul en appuis

Etat limite ultime (ELUR)

$$M_{ay}^u = 885,32 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{8853.2}{14.2 \times 100 \times 13,5^2} = 0,034$$

$\mu = 0,034 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{AN}'\text{existe pas et ;}$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,043$$

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

Détermination des armatures

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{8853.2}{348 \times 0,98 \times 13,5} = 1,92 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité

Pour la dalle : $A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2$

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_a^u = 1,92 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 4T8 $\longrightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Etat limite de service (ELS)

$$M_{ay}^{\text{ser}} = 792.77 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A#

Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec A\#} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^{\text{ser}}} = \frac{885.32}{792.77} = 1,12$$

$$\alpha = 0,043 < 0,31$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELUR convient pour l'ELS

Conclusion

Pour les deux sens on obtient même ferrailage dans la travée et appuis ;

Choix des armatures : 4T8 $\longrightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

III.3.4 Vérification des contraintes de cisaillement

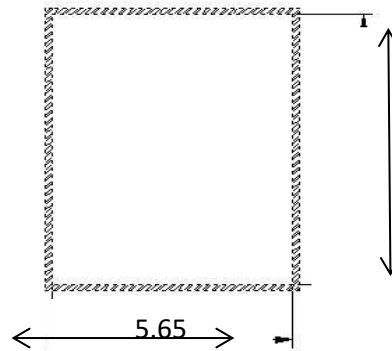


Figure 25:panneau 1

Le panneau le plus sollicité [Figure 17]

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b \times d} ;$$

$$T_{\max}^u = ?$$

$$T_x^u = \frac{\bar{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow T_x^u = 1966.57 \text{ daN}$$

$$T_y^u = \frac{\bar{q}_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow T_y^u = 1321.83 \text{ daN}$$

$$T_{\max}^u = \max(T_x^u, T_y^u) = 1966.57 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{1966.57}{100 \times 14,5 \times 100} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de risque de bétonnage

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.3.5 Vérification de la flèche

Conditions de la flèche : [BAEL91/C.3.5]

$$\frac{h_d}{l_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{M_x^{ser}}$$

$$\rho = \frac{A_s^t}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e}$$

Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire

$$\frac{h_d}{l_x} = \frac{16}{5.65} = 2.83 > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}} = \frac{1647.57}{20 \times 1938.32} = 0,04$$

$$\rho = \frac{A_s^t}{b \times d_x} = \frac{2,01}{100 \times 14,5} = 1.39 \times 10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = 0,005$$

Conclusion : Les deux(02) conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Tableau 1:calcul moments fléchissant des panneaux plancher (Sous- sole)

Type	Panneaux	Longueur		Sens	Rapport lx/ly	E.L.U				E.L.S					
		l (m)				μ	Mox et Moy (daN.m)	Moment en appui		Moment en travée Mt (daN.m)	μ	Mox et Moy (daN.m)	Moment en appui		Moment en travée Mt (daN.m)
		lx	ly					Mag (daN.m)	Mad (daN.m)				Mag (daN.m)	Mad (daN.m)	
1	1	lx	5,35	Y	0,96	0,0401	1799,81	899,90	899,90	1349,85	0,0475	1503,68	751,84	751,84	1127,76
		ly	5,55	X		0,9110	1639,62	819,81	819,81	1229,72	0,9390	1411,96	705,98	705,98	1058,97
	2	lx	4,95	Y	0,89	0,0468	1798,17	899,08	899,08	1348,63	0,0539	1460,68	730,34	730,34	1095,51
		ly	5,55	X		0,7590	1364,81	682,40	682,40	1023,61	0,8320	1215,28	607,64	607,64	911,46
	3	lx	4,95	X	0,89	0,0468	1798,17	899,08	899,08	1348,63	0,0539	1460,68	730,34	730,34	1095,51
		ly	5,55	Y		0,7590	1364,81	682,40	682,40	1023,61	0,8320	1215,28	607,64	607,64	911,46
	4	lx	4,95	Y	0,83	0,0531	2040,23	1020,11	1020,11	1530,17	0,0600	1625,99	812,99	812,99	1219,49
		ly	5,95	X		0,6490	1324,11	662,05	662,05	993,08	0,7500	1219,49	609,74	609,74	914,62
	5	lx	4,95	Y	0,83	0,0531	2040,23	1020,11	1020,11	1530,17	0,0600	1625,99	812,99	812,99	1219,49
		ly	5,95	X		0,6490	1324,11	662,05	662,05	993,08	0,7500	1219,49	609,74	609,74	914,62
	6	lx	5,35	Y	0,90	0,0458	2055,64	1027,82	1027,82	1541,73	0,0529	1674,63	837,31	837,31	1255,97
		ly	5,95	X		0,7780	1599,29	799,64	799,64	1199,47	0,8460	1416,74	708,37	708,37	1062,55
2	1	lx	5,65	X	0,88	0,0478	2392,76	717,83	1196,38	2033,84	0,0549	1938,32	581,49	969,16	1647,57
		ly	6,45	Y		0,7400	1770,64	885,32	531,19	1505,04	0,8180	1585,54	792,77	475,66	1347,71
	2	lx	5,65	Y	0,96	0,0401	2007,31	1003,66	602,19	1706,22	0,0475	1677,05	838,52	503,11	1425,49
		ly	5,45	X		0,9110	1828,66	548,60	914,33	1554,36	0,9390	1574,75	472,42	787,37	1338,54
	3	lx	5,45	X	0,98	0,0385	1793,19	537,96	896,60	1524,22	0,0459	1507,86	452,36	753,93	1281,68
		ly	5,55	Y		0,9560	1714,29	857,15	514,29	1457,15	0,9700	1462,62	731,31	438,79	1243,23
	4	lx	5,55	Y	0,86	0,0498	2405,41	1202,70	721,62	2044,60	0,0569	1938,44	969,22	581,53	1647,68
		ly	6,45	X		0,6930	1666,95	500,08	833,47	1416,91	0,7910	1533,31	459,99	766,65	1303,31
	5	lx	5,35	X	0,96	0,0401	1799,81	539,94	899,90	1529,84	0,0475	1503,68	451,10	751,84	1278,13
		ly	5,55	Y		0,9110	1639,62	819,81	491,89	1393,68	0,9390	1411,96	705,98	423,59	1200,16
	6	lx	5,95	Y	0,92	0,0438	2431,54	1215,77	729,46	2066,81	0,0510	1996,91	998,46	599,07	1697,38
		ly	6,45	X		0,8190	1991,43	597,43	995,72	1692,72	0,8750	1747,30	524,19	873,65	1485,20
3	1	lx	5,65	Y	0,89	0,0468	2342,70	1171,35	1171,35	1757,02	0,0539	1903,01	951,50	951,50	1427,26
		ly	6,35	X		0,7590	1778,11	889,05	533,43	1511,39	0,8320	1583,30	791,65	474,99	1345,81
	2	lx	4,95	Y	0,88	0,0478	1836,59	918,29	918,29	1377,44	0,0549	1487,78	743,89	743,89	1115,83
		ly	5,65	X		0,7400	1359,08	679,54	407,72	1155,21	0,8180	1217,00	608,50	365,10	1034,45
	3	lx	4,95	Y	0,88	0,0478	1836,59	918,29	918,29	1377,44	0,0549	1487,78	743,89	743,89	1115,83
		ly	5,65	X		0,7400	1359,08	679,54	407,72	1155,21	0,8180	1217,00	608,50	365,10	1034,45
	4	lx	5,45	Y	0,98	0,0385	1793,19	896,60	896,60	1344,90	0,0459	1507,86	753,93	753,93	1130,89
		ly	5,55	X		0,9560	1714,29	857,15	514,29	1457,15	0,9700	1462,62	731,31	438,79	1243,23
	5	lx	5,45	X	0,92	0,0438	2040,05	1020,03	612,02	1734,04	0,0510	1675,40	837,70	502,62	1424,09
		ly	5,95	Y		0,8190	1670,80	835,40	835,40	1253,10	0,8750	1465,97	732,99	732,99	1099,48
	6	lx	4,95	Y	0,89	0,0468	1798,17	899,08	899,08	1348,63	0,0539	1460,68	730,34	730,34	1095,51
		ly	5,55	X		0,7590	1364,81	682,40	409,44	1160,09	0,8320	1215,28	607,64	364,59	1032,99
7	lx	4,95	Y	0,89	0,0468	1798,17	899,08	899,08	1348,63	0,0539	1460,68	730,34	730,34	1095,51	
	ly	5,55	X		0,7590	1364,81	682,40	409,44	1160,09	0,8320	1215,28	607,64	364,59	1032,99	
8	lx	5,95	X	0,92	0,0438	2431,54	1215,77	729,46	2066,81	0,0510	1996,91	998,46	599,07	1697,38	
	ly	6,45	Y		0,8190	1991,43	597,43	995,72	1493,57	0,8750	1747,30	873,65	873,65	1310,47	

Tableau 2:calcul moments fléchissant des panneaux plancher (R.D.C)

Type	Panneaux	Longueur		Sens	Rapport lx/ly	E.L.U					E.L.S				
		l (m)				μ	Mox et Moy (daN.m)	M.appui		M.travée Mt (daN.m)	μ	Mox ,Moy (daN.m)	M. appui		M.travée Mt(daN.m)
		lx	ly					Mag (daN.m)	Mad (daN.m)				Mag (daN.m)	Mad (daN.m)	
1	1	lx	5,25	Y	0,90	0,0458	1979,51	989,76	989,76	1484,63	0,0529	1612,61	806,31	806,31	1209,46
		ly	5,85	X		0,7780	1540,06	770,03	770,03	1155,04	0,8460	1364,27	682,13	682,13	1023,20
	2	lx	4,85	Y	0,83	0,0531	1958,63	979,31	979,31	1468,97	0,0600	1560,95	780,48	780,48	1170,71
		ly	5,85	X		0,6490	1271,15	635,57	635,57	953,36	0,7500	1170,71	585,36	585,36	878,04
2	1	lx	5,60	X	0,88	0,0478	2350,59	705,18	1175,30	1998,01	0,0549	1904,16	571,25	952,08	1618,54
		ly	6,40	Y		0,7400	1739,44	869,72	521,83	1478,52	0,8180	1557,60	778,80	467,28	1323,96
	2	lx	4,95	Y	0,88	0,0478	1836,59	918,29	550,98	1561,10	0,0549	1487,78	743,89	446,33	1264,61
		ly	5,60	X		0,7400	1359,08	407,72	679,54	1155,21	0,8180	1217,00	365,10	608,50	1034,45
	3	lx	5,40	X	0,96	0,0401	1833,60	550,08	916,80	1558,56	0,0475	1531,92	459,58	765,96	1302,13
		ly	5,60	Y		0,9110	1670,41	835,21	501,12	1419,85	0,9390	1438,47	719,24	431,54	1222,70
	4	lx	5,40	Y	0,98	0,0385	1760,44	880,22	528,13	1496,38	0,0459	1480,32	740,16	444,10	1258,27
		ly	5,50	X		0,9560	1682,98	504,90	841,49	1430,54	0,9700	1435,91	430,77	717,95	1220,52
	5	lx	5,25	X	0,97	0,0393	1698,58	509,57	849,29	1443,79	0,0467	1423,61	427,08	711,80	1210,07
		ly	5,40	Y		0,9340	1586,47	793,23	475,94	1348,50	0,9540	1358,12	679,06	407,44	1154,40
	6	lx	5,85	Y	0,91	0,0448	2404,16	1202,08	721,25	2043,54	0,0519	1964,42	982,21	589,33	1669,76
		ly	6,40	X		0,7980	1918,52	575,56	959,26	1630,74	0,8610	1691,37	507,41	845,68	1437,66
3	1	lx	5,25	Y	0,94	0,0419	1810,95	905,47	905,47	1358,21	0,0491	1496,77	748,39	748,39	1122,58
		ly	5,60	X		0,8640	1564,66	782,33	469,40	1329,96	0,9060	1356,07	678,04	406,82	1152,66
	2	lx	4,85	Y	0,87	0,0488	1800,02	900,01	900,01	1350,01	0,0559	1454,29	727,14	727,14	1090,72
		ly	5,60	X		0,7210	1297,81	648,91	389,34	1103,14	0,8040	1169,25	584,62	350,77	993,86
	3	lx	5,40	Y	0,98	0,0385	1760,44	880,22	880,22	1320,33	0,0459	1480,32	740,16	740,16	1110,24
		ly	5,50	X		0,9560	1682,98	841,49	504,90	1430,54	0,9700	1435,91	717,95	430,77	1220,52
	4	lx	5,40	Y	0,92	0,0438	2002,79	1001,39	1001,39	1502,09	0,0510	1644,80	822,40	822,40	1233,60
		ly	5,85	X		0,8190	1640,28	820,14	492,09	1394,24	0,8750	1439,20	719,60	431,76	1223,32
	5	lx	4,85	X	0,88	0,0478	1763,13	881,57	528,94	1498,66	0,0549	1428,27	714,14	428,48	1214,03
		ly	5,50	Y		0,7400	1304,72	652,36	652,36	978,54	0,8180	1168,33	584,16	584,16	876,24
	6	lx	4,95	Y	0,90	0,0458	1759,74	879,87	879,87	1319,81	0,0529	1433,58	716,79	716,79	1075,18
		ly	5,50	X		0,7780	1369,08	684,54	410,72	1163,72	0,8460	1212,81	606,40	363,84	1030,89
	7	lx	6,40	Y	0,86	0,0498	3198,62	1599,31	1599,31	2398,97	0,0569	2577,67	1288,84	1288,84	1933,25
		ly	5,50	X		0,6930	2216,65	1108,32	664,99	1884,15	0,7910	2038,94	1019,47	611,68	1733,10
	8	lx	5,25	X	0,95	0,0410	1772,05	886,03	531,62	1506,24	0,0483	1472,38	736,19	441,71	1251,53
		ly	5,50	Y		0,8880	1573,58	786,79	786,79	1180,19	0,9230	1359,01	679,50	679,50	1019,26
	9	lx	4,85	X	0,88	0,0478	1763,13	881,57	528,94	1498,66	0,0549	1428,27	714,14	428,48	1214,03
		ly	5,50	Y		0,7400	1304,72	652,36	652,36	978,54	0,8180	1168,33	584,16	584,16	876,24
	10	lx	4,95	X	0,85	0,0509	1955,70	977,85	586,71	1662,34	0,0579	1569,08	784,54	470,72	1333,71
		ly	5,85	Y		0,6850	1339,65	669,83	669,83	1004,74	0,7780	1220,74	610,37	610,37	915,56

Tableau 3:calcul moments fléchissant des panneaux plancher (1er etage)

Type	Panneaux	Longueur		Sens	Rapport lx/ly	ELU				ELS					
		l (m)				μ	Mox et Moy (daN.m)	Moment en appui		M.travée	μ	Mox,Moy (daN.m)	Moment en appui		M.travée
		Mag (daN.m)	Mad (daN.m)					Mag (daN.m)	Mad (daN.m)				Mt (daN.m)		
1	1	Lx	5,60	X	0,88	0,0478	2350,59	705,18	1175,30	1998,01	0,0549	1904,16	571,25	952,08	1618,54
		Ly	6,40	Y		0,7400	1739,44	869,72	521,83	1478,52	0,8180	1557,60	778,80	467,28	1323,96
	2	Lx	4,95	Y	0,88	0,0478	1836,59	918,29	550,98	1561,10	0,0549	1487,78	743,89	446,33	1264,61
		Ly	5,60	X		0,7400	1359,08	407,72	679,54	1155,21	0,8180	1217,00	365,10	608,50	1034,45
	3	Lx	5,40	X	0,96	0,0401	1833,60	550,08	916,80	1558,56	0,0475	1531,92	459,58	765,96	1302,13
		Ly	5,60	Y		0,9110	1670,41	835,21	501,12	1419,85	0,9390	1438,47	719,24	431,54	1222,70
	4	Lx	5,40	Y	0,98	0,0385	1760,44	880,22	528,13	1496,38	0,0459	1480,32	740,16	444,10	1258,27
		Ly	5,50	X		0,9560	1682,98	504,90	841,49	1430,54	0,9700	1435,91	430,77	717,95	1220,52
	5	Lx	4,95	X	0,90	0,0458	1759,74	527,92	879,87	1495,78	0,0529	1433,58	430,07	716,79	1218,54
		Ly	5,50	Y		0,7780	1369,08	684,54	410,72	1163,72	0,8460	1212,81	606,40	363,84	1030,89
	6	Lx	6,40	Y	0,91	0,0448	2877,48	1438,74	863,24	2445,85	0,0519	2351,16	1175,58	705,35	1998,49
		Ly	5,85	X		0,7980	2296,23	688,87	1148,11	1951,79	0,8610	2024,35	607,30	1012,17	1720,70
2	1	Lx	5,25	Y	0,94	0,0419	1810,95	905,47	905,47	1358,21	0,0491	1496,77	748,39	748,39	1122,58
		ly	5,60	X		0,8640	1564,66	782,33	469,40	1329,96	0,9060	1356,07	678,04	406,82	1152,66
	2	Lx	4,85	Y	0,87	0,0488	1800,02	900,01	900,01	1350,01	0,0559	1454,29	727,14	727,14	1090,72
		ly	5,60	X		0,7210	1297,81	648,91	389,34	1103,14	0,8040	1169,25	584,62	350,77	993,86
	3	Lx	5,40	Y	0,98	0,0385	1760,44	880,22	880,22	1320,33	0,0459	1480,32	740,16	740,16	1110,24
		ly	5,50	X		0,9560	1682,98	841,49	504,90	1430,54	0,9700	1435,91	717,95	430,77	1220,52
	4	Lx	5,40	Y	0,92	0,0438	2002,79	1001,39	1001,39	1502,09	0,0510	1644,80	822,40	822,40	1233,60
		ly	5,84	X		0,8190	1640,28	820,14	492,09	1394,24	0,8750	1439,20	719,60	431,76	1223,32
	5	Lx	4,85	X	0,88	0,0478	1763,13	881,57	528,94	1498,66	0,0549	1428,27	714,14	428,48	1214,03
		ly	5,50	Y		0,7400	1304,72	652,36	652,36	978,54	0,8180	1168,33	584,16	584,16	876,24
	6	Lx	5,25	Y	0,95	0,0410	1772,05	886,03	886,03	1329,04	0,0483	1472,38	736,19	736,19	1104,29
		ly	5,50	X		0,8880	1573,58	786,79	472,07	1337,54	0,9230	1359,01	679,50	407,70	1155,16
7	Lx	6,40	Y	0,86	0,0498	3198,62	1599,31	1599,31	2398,97	0,0569	2577,67	1288,84	1288,84	1933,25	
	ly	5,50	X		0,6930	2216,65	1108,32	664,99	1884,15	0,7910	2038,94	1019,47	611,68	1733,10	
8	Lx	6,40	X	0,91	0,0448	2877,48	1438,74	863,24	2445,85	0,0519	2351,16	1175,58	705,35	1998,49	
	ly	5,85	Y		0,7980	2296,23	1148,11	1148,11	1722,17	0,8610	2024,35	1012,17	1012,17	1518,26	
9	Lx	5,25	X	0,95	0,0410	1772,05	886,03	531,62	1506,24	0,0483	1472,38	736,19	441,71	1251,53	
	ly	5,50	Y		0,8880	1573,58	786,79	786,79	1180,19	0,9230	1359,01	679,50	679,50	1019,26	
10	Lx	4,85	X	0,88	0,0478	1763,13	881,57	528,94	1498,66	0,0549	1428,27	714,14	428,48	1214,03	
	ly	5,50	Y		0,7400	1304,72	652,36	652,36	978,54	0,8180	1168,33	584,16	584,16	876,24	
11	Lx	4,85	Y	0,83	0,0531	1958,63	979,31	979,31	1468,97	0,0600	1560,95	780,48	780,48	1170,71	
	ly	5,85	X		0,6490	1271,15	635,57	381,34	1080,48	0,7500	1170,71	585,36	351,21	995,11	
12	Lx	5,25	Y	0,90	0,0458	1979,51	989,76	989,76	1484,63	0,0529	1612,61	806,31	806,31	1209,46	
	ly	5,85	X		0,7780	1540,06	770,03	462,02	1309,05	0,8460	1364,27	682,13	409,28	1159,63	

**Chapitre IV : Etude des éléments
secondaire**

IV. 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 l'acrotère., balcon, l'escalier, et la cage d'ascenseur, et enfin les planchers, 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/V2003**

IV.1) Etude de l'acrotère :

IV.1.1) Introduction :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment, conçu pour la protection de ligne jonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Elle est assimilée à une console verticale encastrée à la base dans le plancher terrasse (Poutre de plancher), cette dernière est soumise à un effort normal dû à son poids propre « W_P » et une surcharge « F_P » appliquée horizontalement due à la poussée d'une main courante.

IV.1.2) Calcul des forces :

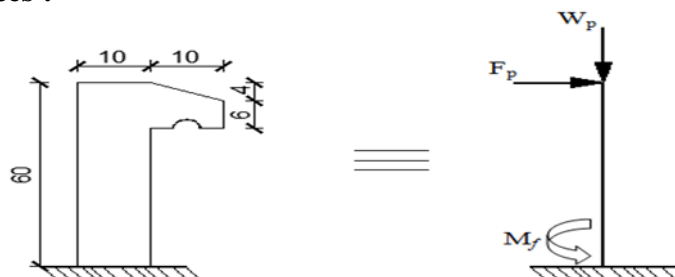


Figure 26: Les dimensionnes d'acrotère

IV.4.2 Calcul du ferrailage

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible en flexion composée pour une bande de 1,00 m de largeur. L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal N et un moment de flexion à la base.

L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

IV.4.3 Détermination des sollicitations

Le poids propre W_p

$$W_p = \rho \times v = 2500 \times \left[\frac{(0,04 \times 0,1)}{2} + (0,06 \times 0,10) + (0,60 \times 0,10) \right] \times 1 \text{ m} \Rightarrow W_p = 170 \text{ daN}$$

La force horizontale F_p

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p [\text{RPA99 (Version 2003) - Article 6.2.3}]$$

A : coefficient d'accélération de la zone ; $A = 0,20$ [RPA99. (Version 2003) Tableau 4.1]

C_p : Facteur de force horizontale ; $C_p = 0,8$ [RPA99 (Version 2003) Tableau 6.1]

$$F_p = 4 \times 0,2 \times 0,8 \times 170 \Rightarrow F_p = 108,8 \text{ daN}$$

Effort normal et moment fléchissant

➤ Etat limite ultime (ELUR)

$$\begin{cases} N_u = 1,35 W_p \\ M_u = 1,5 F_p \times L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1,35 \times 170 = 229,5 \text{ daN.m} \\ M_u = 1,5 \times 108,8 \times 0,6 = 97,92 \text{ daN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 229,5 \text{ daN.m} \\ M_u = 97,92 \text{ daN.m} \end{cases}$$

➤ Etat limite service (ELS)

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p \times L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 170 \text{ daN.m} \\ M_{ser} = 108,8 \times 0,6 = 65,28 \text{ daN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 170 \text{ daN.m} \\ M_{ser} = 65,28 \text{ daN.m} \end{cases}$$

IV.4.4 Détermination de la section des armatures

Pour une bande de 1m de largeur; la section de calcul est $(100 \times 10) \text{ cm}^2$.

Position du point d'application de l'effort normal N

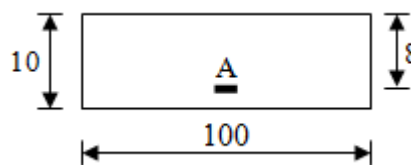


Figure 27: Section de calcul

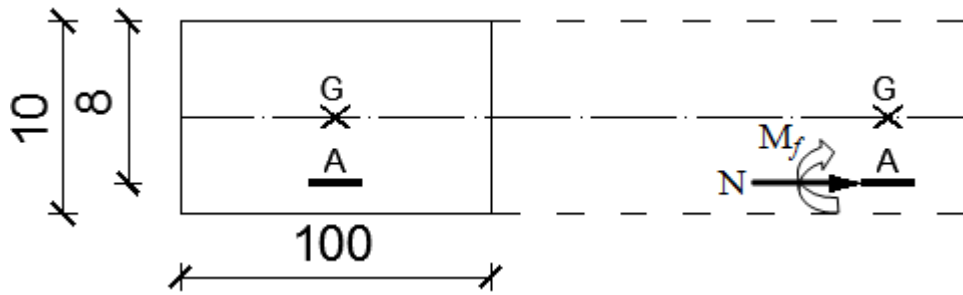
➤ Etat limite ultime (ELUR)

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{97,92}{229,5} = 0,43 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,43 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0,10}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m}$$

L'effort normal de compression N est appliqué à l'extérieur de la section ; donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ;

La section sera étudiée en flexion simple avec M_f moment fictif par rapport aux armatures tendues.



$$M_f = N_u \times e = N_u \times \left(e_0 + \frac{h}{2} - c \right) = 229,5 \times \left(0,43 + \frac{0,10}{2} - 0,02 \right) \Rightarrow M_f = 105,57 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1055,7}{11,33 \times 100 \times 8^2} = 0,015$$

$$\mu = 0,015 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{AN' existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,019$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,992$$

Détermination des armatures

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1055,7}{348 \times 0,992 \times 8} = 0,38 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_t = A_1 - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0,38 - \frac{2295}{100 \times 348} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Condition de non fragilité : [CBA93-Article B.5.3]

$$A_{\min} = 0,25\% \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures

$$5T10 \longrightarrow A_t = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (e \leq \min(25; 2\emptyset)\text{cm} \Rightarrow T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm})$$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{2,5}{4} = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

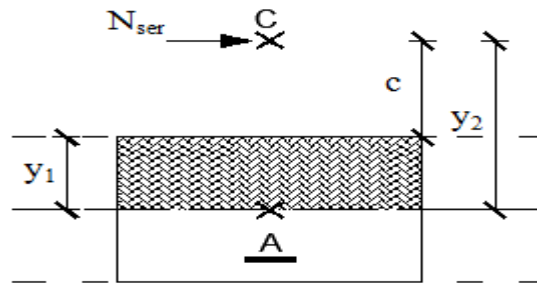
Choix des armatures : 5T8 $\longrightarrow A_r = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Etat limite de service (ELS)**

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{65,28}{170} = 0,38 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0,10}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m}$$

Donc : Le point d'application d'un effort normal de compression N_{ser} se trouve à l'extérieur de la section \Rightarrow la section est partiellement comprimée (S.P.C).

Détermination des contraintes



C : Centre de pression (point d'application) ;

$$0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h$$

c : La distance du point d'application de N_{ser} à la fibre la plus comprimée ($c < 0$) ;

y_2 : La distance du point d'application de N_{ser} à l'axe neutre ($y_2 < 0$) ;

y_1 : La distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

Calcul des contraintes

y_2 est racine de l'équation : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\begin{cases} p = -3c^2 - \frac{90 \cdot \dot{A}}{b} \times (c - d) + \frac{90 \cdot A}{b} \times (d - c) \\ q = -2c^3 - \frac{90 \cdot \dot{A}}{b} \times (c - d)^2 - \frac{90 \cdot A}{b} \times (d - c)^2 \end{cases}$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 38 - \frac{10}{2} = 33 \text{ cm} \Rightarrow c = -33 \text{ cm} < 0$$

$$\begin{cases} A = 3,93 \text{ cm}^2 \\ b = 100 \text{ cm} \\ d = 8 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{avec} \quad \dot{\Lambda} = 0$$

$$p = -3 \times (-33)^2 + \frac{90 \times 3,93}{100} \times (8 + 33) = -3122 \Rightarrow p = -3122$$

$$q = -2 \times (-33)^3 - \frac{90 \times 3,93}{100} \times (8 + 33)^2 = 65928 \Rightarrow q = 65928$$

$$y_2 : \text{ est la solution de l'équation : } y_2^3 - 3122 y_2 + 65928 = 0$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (65928)^2 + \frac{4}{27} \times (-3122)^3 \Rightarrow \Delta = -161,613 \times 10^6 < 0$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,982 \Rightarrow \varphi = 169,09^\circ ; a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 64,52$$

$$y_2 = \max(y_{21}; y_{22}; y_{23})$$

$$\begin{cases} y_{21} = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 35,74 \text{ cm} \\ y_{22} = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = -64,39 \text{ cm} \\ y_{23} = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 28,65 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow y_2 = 35,74 \text{ cm}$$

$$0 \leq y_1 = y_2 + c \leq y_1 = 35,74 - 33 = 2,74 \leq 10 \text{ (cm)} \Rightarrow y_1 = 2,74 \text{ cm}$$

Calcul du moment statique

$$S = \frac{b \times y_1^2}{2} + 15[\dot{\Lambda}(y_1 - d) - A(d - y_1)] \Rightarrow S = 65,303 \text{ cm}^3$$

$$k = \frac{N_{\text{ser}}}{100 \times S} = \frac{1700}{100 \times 65,303} = 0,26$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0,26 \times 2,74 = 0,71 \Rightarrow \sigma_b = 0,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 k (d - y_1) = 15 \times 0,26 \times (8 - 2,74) = 20,51 \Rightarrow \sigma_s = 20,51 \text{ MPa}$$

Les contraintes admissibles

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 20 = 12 \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$

Conclusion

$$\begin{cases} \sigma_b = 0,71 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 20,51 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{Donc : le ferrailage calculé à l'ELUR convient pour l'ELS.}$$

IV.4.5 Vérification des contraintes de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b \times d} \quad ; \quad T_{\max}^u = 1,5 \times F_p \Rightarrow T_{\max}^u = 163,2 \text{ daN}$$

$$\tau_u = 0,02 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1,00 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

Aperçu du ferrailage :

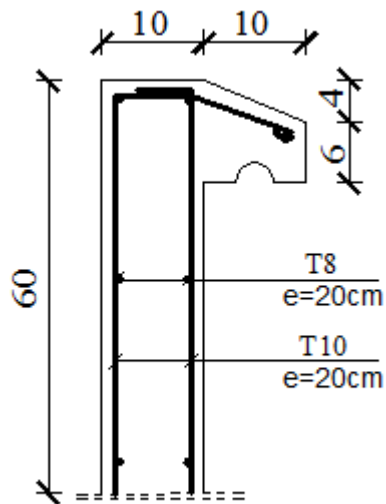


Figure 28: Dessin du ferrailage de l'acrotère

IV.2) Ascenseur :

Un ascenseur est un dispositif mobile qui assure le déplacement de personnes et d'objets sur les différents niveaux d'un bâtiment. Il existe plusieurs sortes d'ascenseurs telles que les nacelles élévatrices, les monte-charge ou les ascenseurs pour particuliers. Le transport sécurisé des personnes est garanti par les dimensions et le contrôle en temps réel de l'usage des ascenseurs

D'après la norme française NF-P82-209 qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe 1 destinés principalement au transport des personnes que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur.

$$G = 1000 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 800 \text{ kg/m}^2$$

IV.3) Les escaliers

IV.3.1) Définitions :

Les escaliers constituent la famille la plus employée des circulations verticales.

Ils sont disponibles, soit à titre de circulation principale, soit à titre de circulation de service ou de secours. Ils permettent de changer les niveaux avec un minimum des efforts et un maximum de sécurité.

L'escalier se compose généralement d'un certain nombre de **marches** qui définissent la hauteur d'étage. Elle peut être porteuse ou portée sur une paillasse.

1. la paillasse :

Est une dalle en béton armé dont la pente correspond à celle de l'escalier. Elle repose sur les paliers ou les planchers.

2. Palier de repos :

On peut toujours équiper un escalier avec une petite dalle dite **palier de repos**. Elle permet aux utilisateurs de se reposer.

3. L'embranchement : la longueur d'une marche.

4. Le giron (g): la largeur d'une marche.

h : la hauteur d'une marche.

Garde corps : a pour rôle d'éviter

Les risques de chute.

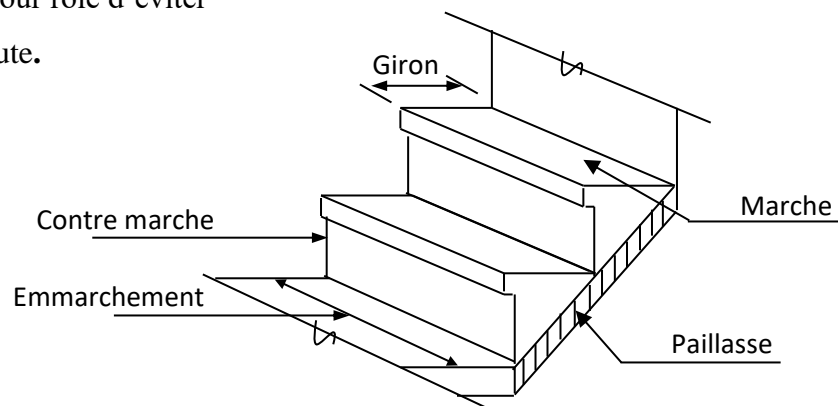


Figure 29: Schéma d'un escalier

IV.3.2 Choix des dimensions :

a) Condition d'accès facile :

Pour qu'un escalier puisse être l'objet d'un escalier monté sans difficulté, on doit respecter la condition de la formule de **BLONDEL** qui permet de déterminer les valeurs de **h** et **g** en fonction du module **m** correspondant la longueur du pas :

$$m = 2 \times h + g \quad \text{avec :} \quad 57 \text{ cm} \leq m \leq 65 \text{ cm}$$

La hauteur à monter H correspond à un nombre n (entier) de la marche $H=n \times h$ (hauteur de la marche).

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

b) Condition de dégagement rapide des escaliers :

$0,75 \text{ m} \leq \text{l'emmarchement} \leq 1 \text{ m}$ pour les pavillons.

$1,25 \text{ m} \leq \text{l'emmarchement} \leq 1,50 \text{ m}$ pour les collectifs.

c) Condition de sécurité : les gardes corps.

Dans notre structure nous avons deux types d'escalier :

d) **marche porteuse** : c'est un type pour lequel la marche est considérée comme élément porteur, en recevant la totalité des charges et elle se calcule comme une console.

e) **A pailasse porteuse** : l'élément résistent dans ce type d'escalier étant la pailasse qui fonctionne comme une poutre et marches ne participent pas à la résistance, et sont considérées comme une charge morte.

f) Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de "BLONDEL"

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

- g : Le giron (largeur d'une marche [cm]) et

- h : La hauteur de la marche [cm]. $h = 17 \text{ cm}$. $g = 30 \text{ cm}$.

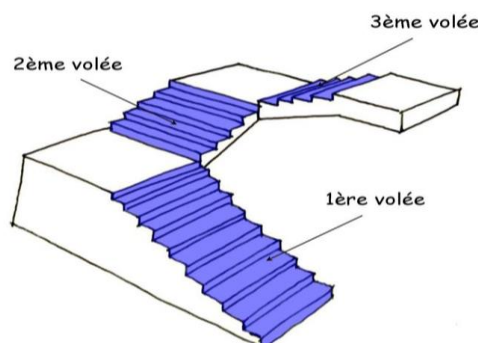


Figure 30:schéma d'escalier de trois volées

Selon la formule de "BLONDEL" ; il faut que :

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm} \Rightarrow 59\text{cm} \leq 30 + 2 \cdot 17 = 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{320}{17} = 19$$

On aura 14 contres marches pour chaque étage (7 pour 1 et 3 ; et 5 pour 2) .

$$n = N_c - 1 = 8 - 1 = 7 \text{ Marches par volées 1 et 3.}$$

$$n = N_c - 1 = 3 - 1 = 2 \text{ Marches par volées 2.}$$

L'inclinaison de la pailasse :

$$\alpha = 30^\circ$$

La longueur de la pailasse :

$$L' = \frac{h \times n}{\sin \alpha} = \frac{0.17 \times 7}{\sin 29.54} = 2.41$$

$$L = L' + L_{\text{palier}} = 2.41 + 1.4 = 3.81 \text{ m}$$

Epaisseur de pailasse porteuse :

$$\text{Condition de résistance : } \frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{381}{30} < e < \frac{381}{20}$$

$$0.127 \leq e \leq 19.05 \text{ d'où } e_p (12.7 ; 19.05) \text{ on prend } e_{p1} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Escalier à marche porteuse } e_{p2} = 6 \text{ cm}$$

Descente des charges :

1^{er} type : escalier à 3 volée

1) Volée

a) Charge permanentes : $G = 811.96 \text{ daN/m}^2$

b) charge d'exploitation : $Q = 500 \text{ daN/m}^2$

Combinaison fondamentale :

ELU :

$$\bar{q}_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 811.96 + 1.5 \times 500$$

$$\bar{q}_u = 1846.146 \text{ daN/m}^2$$

E.L.S :

$$\bar{q}_s = G + Q = 811.96 + 500$$

$$\bar{q}_s = 1311.96 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bonde de 1 m :

$$q_u = \bar{q}_u \times 1 = 1846.146 \text{ daN/m}^2$$

$$q_s = \bar{q}_s \times 1 = 1311.96 \text{ daN/m}^2$$

2) Palier

a) Charge permanente : $G=506 \text{ daN/m}^2$

b) Charge d'exploitation : $Q=500 \text{ daN/m}^2$

Combinaison fondamentale :

ELU :

$$\bar{q}_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 506 + 1.5 \times 500$$

$$\bar{q}_u = 1433.1 \text{ daN/m}^2$$

E.L.S :

$$\bar{q}_s = G + Q = 506 + 500$$

$$\bar{q}_s = 1006 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bonde de 1 m :

$$q_u = \bar{q}_u \times 1 = 1433.1 \text{ daN/m}^2$$

$$q_s = \bar{q}_s \times 1 = 1006 \text{ daN/m}^2$$

2^{ème} type :

Marche porteuse :

$$Z_1 = \frac{ep^2}{\cos \alpha} = \frac{6}{\cos 29.54} = 6.9 \text{ cm}$$

$$h_{\text{moy}} = \frac{2Z_1 + h}{2} = \frac{2 \times 6.9 + 17}{2} = 15.4 \text{ cm}$$

charge permanentes :

a) Charges d'exploitation :

$$G = 175.08 \text{ daN/m}^2$$

$$P_1 = 500 \times 0.3 = 150 \text{ daN/m}^2$$

Combinaison fondamentales :

ELU :

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

$$\bar{q}_u = 461.358 \text{ daN/m}^2$$

E.L.S :

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

$$\bar{q}_s = 325.08 \text{ daN/m}^2$$

Calcul de ferrailage :

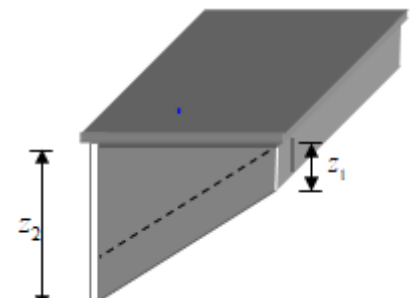
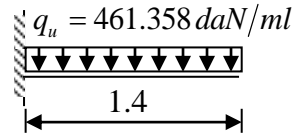


Figure 31: schéma de la marche porteuse

Marche porteuse

E.L.U :

$$M_u = -\frac{461.350 \times 1.4^2}{2} = -452.123 \text{ daN/m}$$

**a.1) E.L.U :**

$$q_u = 461.358 \text{ daN/m}$$

$$M_u = -\frac{q_u \times L^2}{2} = -\frac{461.358 \times 1.4^2}{2}$$

$$M_u = -452.123 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{4521.23}{14.2 \cdot 30 \cdot (13,4)^2} = 0,059$$

$$\mu = 0,09 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

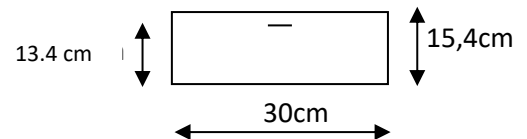


Figure 32: Section de calcul de la marche

$$1000\varepsilon_s = \mathbf{10} > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,076 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,97$$

Détermination des armatures:

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{4521.23}{348 \cdot 0,97 \cdot 13,4} = 0,99 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 13,8 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,49 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 0,99 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

$$2T10 \longrightarrow A = 1,57 \text{ cm}^2$$

a.2) E.L.S :

$$q_s = 318.578 \text{ daN/ml}$$

$$M_s = -\frac{q_s \cdot l^2}{2} = -\frac{325.08 \cdot 1,40^2}{2} = -318.578 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{?} \\ \text{?} \\ \text{?} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{452.123}{318.578} = 1,42$

$$\frac{1,42 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46 > \alpha = 0,076 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

- $\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en l'E.L.U sont maintenues}$$

(Aucune vérification pour σ_s)

a.3 Calcul des armatures transversales:

$$T_u^{\max} = q_u \cdot l = 461.358 \cdot 1,40 = 461.358 \text{ daN}$$

d) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :

$$T_u \stackrel{?}{\leq} 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 13,4 = 12,06 \text{ cm}$$

$$T_u = 6459.0 \text{ N} \leq 0,267 \cdot 12,06 \cdot 30 \cdot 25 \cdot 10^2 = 241501.5 \text{ N}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

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

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right)$$

$$A_l = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(6459 - \frac{4521.23}{0,9 \cdot 13,4} \right) \cdot 10^{-2} = 0.17 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{C V}$$

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

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{6459}{30 \cdot 13,4 \cdot 100} = 0,16 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible : $\overline{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) = 3.33 MPa$

$\tau_u = 0,10 MPa < \overline{\tau}_u = 3.33 MPa \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

a) Section et écartement des armatures transversales A_t :

- Diamètre des armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{15,4}{35}; \frac{30}{10}; 1 \right) = 0,44cm$$

On prend : $\phi_t = 6mm$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0,56cm^2$

L'espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \cdot K}{0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

K = 1 (flexion simple)

$\alpha = 90^\circ$

Donc : $\delta_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0,8 \cdot f_e}{b_0 \cdot (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{1,34 \cdot 0,8 \cdot 235}{30 \cdot (0,20 - 0,3 \cdot 2,1)} \rightarrow$ Valeur rejetée

$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40cm) = \min(0,9 \cdot 13,8cm; 40cm) = 12,42cm$

$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 b_0} = \frac{1,34 \cdot 235}{0,4 \cdot 30} = 11,66cm$

$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 11,66cm$

On adopte $\delta_t = 10cm$

Schéma de ferrailage

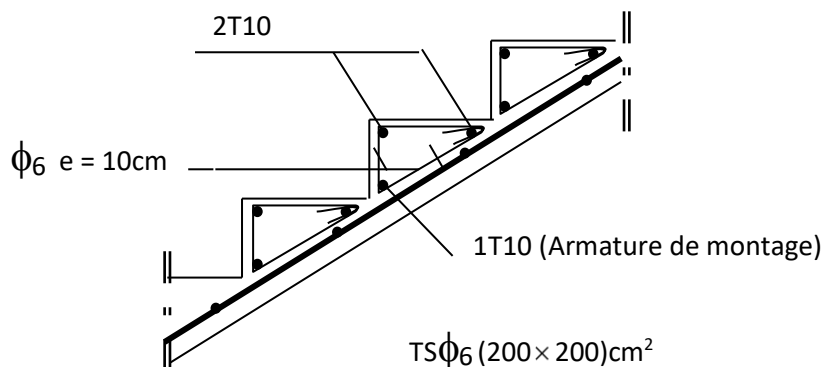


Figure 33: dessin de ferrailage

b) **Paillasse porteuse :**

Schéma statique :

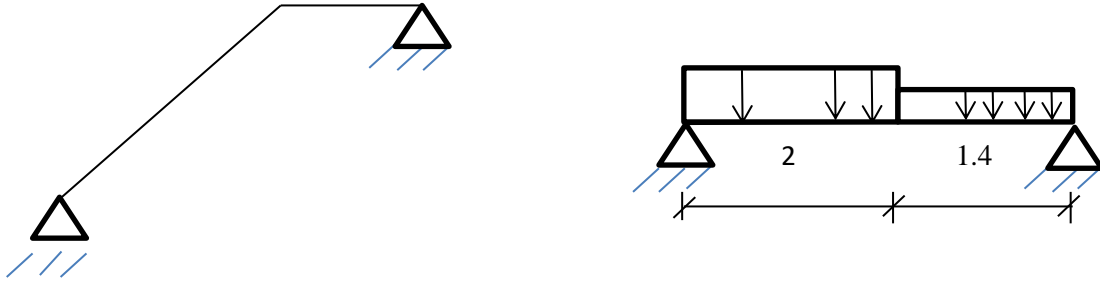


Figure 34: Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos

ELU :

$$q_{u1} = 1846.146 \text{ daN/ml}$$

$$q_{u2} = 1433.1 \text{ daN/ml}$$

Calcul des réactions :

$$\sum F_{/H} = 0 \Rightarrow H_A = 0$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 2 \times q_{u1} + 1.4 \times q_{u2} = 5698.632 \text{ daN}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow R_A \times 3.4 - 1.40 \times q_{u1} \times \left(\frac{1.4}{2}\right) - 2 \times q_{u2} \times \left(\frac{2}{2} + 1.4\right) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 3019.394 \text{ daN.}$$

$$\Rightarrow R_B = 2679.238 \text{ daN.}$$

Verification:

$$R_A + R_B = 5698.632 \text{ daN.}$$

Les moments fléchissant et les efforts tranchants :

Section I-I : $0 \leq x \leq 2$

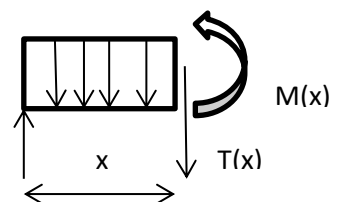
$$\sum F_V = 0 \longrightarrow T(x) - R_A + q_{1u} \cdot x = 0$$

$$T(x) = 3019,394 - 1846,146 \cdot x$$

$$\sum M = 0 \longrightarrow M(x) - R_A \cdot x - q_{1u} \cdot x^2 / 2 = 0$$

$$M(x) = 3019,394 \cdot x - 923,073 \cdot x^2$$

$$x = 0 \quad \begin{cases} T(0) = 3019.394 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \text{ daN.m} \end{cases}$$



$$x = 2 \quad \begin{cases} T(2) = -673.898 \text{ daN} \\ M(2) = 2346.496 \text{ daN.m} \end{cases}$$

Calcul du moment fléchissant maximum :

$$M_{u_{\max}} \Rightarrow T(xm) = 0 \Rightarrow 3019,394 - 1846,146.x = 0 \Rightarrow x = 1,64m$$

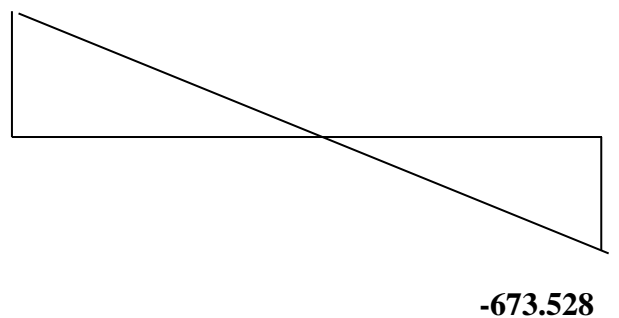
$$M_{u_{\max}}(1,64) = 2469,109 \text{ daN.m}$$

Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant:

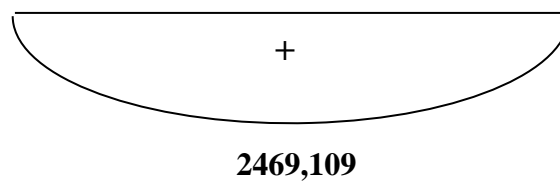
Etat limite ultime:

3019.394

T : en daN



M : en daN.m



Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à ELU

Moment en appuis :

$$M_a^u = -0,2M_{\max} = -0,2 \times 2469,109 = -493,822 \text{ daN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t^u = 0,8M_{\max} = 0,8 \times 2469,109 = 1975,287 \text{ daN.m}$$

ELS :

Calcul des réactions :

$$q_{s1} = 1311,96 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2} = 1006 \text{ KN/ml}$$

Calcul des réactions :

$$\sum F_{/H} = 0 \Rightarrow H_A = 0$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow R_A \times 3,4 - 1,4 \times q_{s_2} \times \left(\frac{1,4}{2}\right) - 2 \times q_{s_2} \times 2,4 = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 2142,143 \text{ daN.}$$

$$\Rightarrow R_B = 1890,177 \text{ daN.}$$

Verification:

$$R_A + R_B = 4032,32 \text{ daN.}$$

Les moments fléchissant et les efforts tranchants :**Section I-I : $0 \leq x \leq 2$**

$$T(x) = R_A + q_{ser 1} \cdot x = 0$$

$$T(x) = 2142,142 - 1311,96 x$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{ser 1} \cdot x^2 / 2 = 0$$

$$M(x) = 2142,142 \cdot x - 655,98 x^2$$

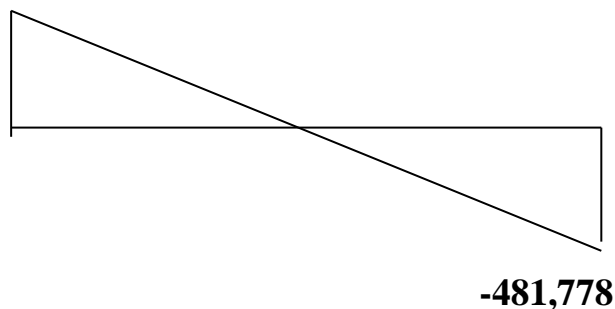
$$x = 0 \quad \begin{cases} T(0) = 2142,142 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$x = 2 \quad \begin{cases} T(2) = -481,778 \text{ daN} \\ M(2) = 1660,364 \text{ daN.m} \end{cases}$$

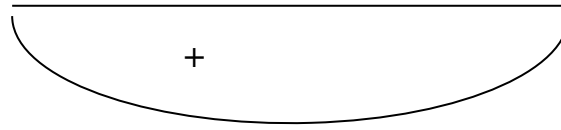
Calcul du moment fléchissant maximum :

$$M_{ser \max} \Rightarrow T(xm) = 0 \Rightarrow 2142,142 - 1311,96 \cdot xm = 0 \Rightarrow x = 1,63m$$

$$M_{ser}(1,63) = 1748,818 \text{ daN.m}$$

Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant:**Etat limite ultime:****2142.142****T : en daN**

M : en daN.m



1748 ,818

Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à ELU

Moment en appuis :

$$M_a^s = -0,2M_{\max} = -0,2 \times 178,816 = -349,764 \text{ daN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t^s = 0,8M_{\max} = 0,8 \times 1748,818 = 1399,054 \text{ daN.m}$$

Calcul du ferrailage :

En travée :

ELU : $M_{tu} = 1975,287 \text{ daN.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{19752,87}{14,2 \times 100 \times (13)^2} = 0,082$$

$$\mu = 0,082 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,107$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,957$$

Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{19752,87}{348 \times 0,957 \times 13} = 4,56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

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

$$\Rightarrow A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(4.56; 1.57) = 4.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des Armatures:

$$6T12/\text{ml} \rightarrow A = 6.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$T12 \rightarrow e = 16 \text{ cm}$$

Etat limite de service: $M_t^s = 13990.54 \text{ N.m}$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexions simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{sans A}' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{1975,287}{1399,054} = 1,411$$

$$\frac{1,41-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455 > \alpha = 0,107 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Conclusion :

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

Et la fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour σ_s)

➡ Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues.

Armatures de répartition :

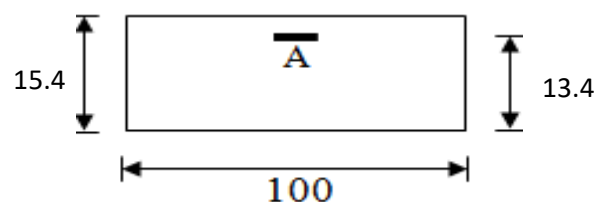
$$A_p \geq \frac{A_t}{4} = \frac{4,56}{4} = 1,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des Armatures:

$$4T8 \longrightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$T8 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}$$

A. En appuis



- **Etat limite ultime (ELUR)**

$$M_a^u = -493,822 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4983,22}{14,2 \times 100 \times 13,4^2} = 0,021$$

$$\mu = 0,021 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{AN existe pas et ;}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,027$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,989$$

Détermination des armatures

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4938,22}{348 \times 0,989 \times 13,4} = 1,10 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2$$

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

Choix des armatures : 4T10 \longrightarrow A= 2,01 cm²/ml

- **Etat limite de service (ELS)**

$$M_a^{\text{ser}} = -349,764 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} A \neq \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{493,822}{349,764} = 1,14$$

$\alpha = 0,027 < 0.455$ donc : le ferrailage calculé à l'ELUR convient pour l'ELS.

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_a^u}{4} \Rightarrow A_r = 0,503 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures : 4T8 \rightarrow A= 3,14 cm²/ml ; (T10 \rightarrow e =25 cm)

Vérification des contraintes de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b \times d} \text{ avec } : T_{\max}^u = -8.29 \text{ daN}$$

$\tau_u = 0,01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,00 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Calcul de la poutre brisée :

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

La hauteur de la poutre brisée doit vérifier les conditions suivantes

Condition de la flèche :

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

L : La portée de la poutre (L=4.8m) ;

h : La hauteur de la poutre;

b : La largeur de la poutre.

$$\frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \rightarrow 32 \leq h \leq 48$$

Soit : h= 40 cm et b= 30 cm

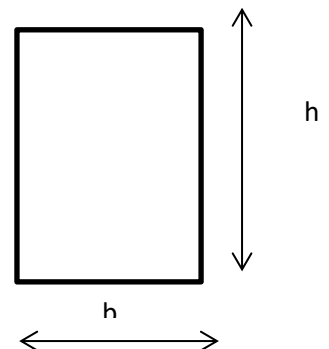


Figure 36: section de la poutre brisée

Vérification des conditions de RPA (v2003) :

$$b = 30\text{cm} > 25\text{cm}$$

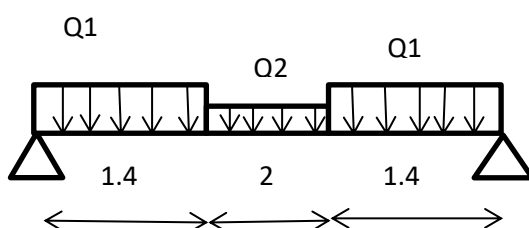
$$h = 40 \text{ cm} > 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4$$

} les conditions vérifiées

Donc, la section de la poutre brisée est $(b \times h) = (30 \times 40)\text{cm}^2$

a) Moment fléchissant :



$$q_{eq} = \frac{q_2 \cdot L_2 + 2 \cdot q_1 \cdot L_1}{L_2 + 2 \cdot L_1} + (g_p + g_{mur})$$

g_p ; g_{mur} : poids propre de la poutre brisée et du mur respectivement ;

q_1 : charge uniformément répartie due aux réactions du palier et de la volée ;

q_2 : charge uniformément répartie due aux réactions des marches porteuses ;

q_{eq} : charge équivalente sollicitant la poutre brisée.

Calcul du poids propre g_p de la poutre brisée :

$$g_p = b \times h \times \gamma_{beton}$$

$$= 0.4 \times 0.3 \times 2500 \quad \longrightarrow \quad g_p = 300 \text{ daN/ml}$$

Calcul de la charge due au poids du mur :

$$g_p = G_{mur} \times \frac{h_e}{2}$$

$$\text{Épaisseur du mur : } e_p = 30 \text{ cm} \Rightarrow G_{mur} = 90 + 130 + 2 \times 1.5 \times 18 = 275 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Hauteur libre d'étage : } h_e = 3.2 - 0.5 = 2.7 \text{ m} \Rightarrow g'_{mur} = 274 \times \frac{2.7}{2} = 369.9 \text{ daN/ml}$$

Combinaison fondamentales :

$$q_u^1 = R_B^u = 2679.238 \text{ daN/ml}$$

n=nombre des contres marches

$$q_u^2 = \frac{n \times q_u \times l}{L} = \frac{8 \times 461.358 \times 1.4}{2}$$

$$q_u^2 = 2583.60 \text{ daN/ml}$$

$$q_u^{eq} = \frac{q_2 \times l_2 + 2 \times q_1 \times l_1}{l_2 + 2l_1} + (g_p + g_m)$$

$$q_u^{eq} = \frac{2583.6 \times 2 + 26.79.238 \times (2 + 1.4)}{2 + (2 \times 1.4)} + 1.35(300 + 369.9)$$

$$q_u^{eq} = 3548.18 \text{ daN}$$

$$M_0^u = \frac{q_{eq}^u \times l^2}{8} = 10218.76 \text{ daN.m}$$

En travée :

$$M_t^u = 0.6 \times M_0^u = 6131.26 \text{ daN.m}$$

En appuis :

$$M_0^u = -0.4 \times M_0^u = -4087.504 \text{ daN.m}$$

E.L.S :

$$q_1^s = R_b^s = 1890.177 \text{ daN.m}$$

$$q_2^s = \frac{8 \times 325.08 \times 1.4}{2} = 1820.448 \text{ daN/ml}$$

$$q_{eq}^s = \frac{1820.448 \times 2 + 1890.177 \times (1.4 + 2)}{2 + (2 \times 1.4)} + (300 + 369.9)$$

$$q_{eq}^s = 2534.25 \text{ daN/ml}$$

$$M_0^s = \frac{q_{eq}^s \times l^2}{8} = 7298.64 \text{ daN/ml}$$

En travée :

$$M_t^s = 0.6 \times M_0^s = 4379.184 \text{ daN.m}$$

En appuis :

$$M_a^s = -0.4 \times M_0^s = -2919.456 \text{ daN.m}$$

Tableau des moments :

	E.L.U	E.L.S
Travée	6131.26	4379.184
Appuis	-4087.504	-2919.456

Détermination des armatures :

- En travées :

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_t^u = 6131.26 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{61312.6}{14.2 \times 30 \times 36^2} = 0,111$$

$$\mu = 0,111 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{ÁN'existe pas et ;}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,147$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,941$$

Détermination des armatures

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{61312.6}{348 \times 0,961 \times 36} = 5.20 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité

$$\text{Pour la dalle : } A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 5.2 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$6T10 \longrightarrow A = 4.71 \text{ cm}^2$$

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

Etat limite de service (ELS)

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 4379.184 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec \hat{A}

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

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

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{\text{ser}}} = \frac{6131.26}{4379.184} = 1.4$$

$$\alpha = 0,147 < 0,45 \quad \text{C.V}$$

Conclusion

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

Fissuration peu nuisible

les armatures calculées à ELU sont maintenues

En appuis

Etat limite ultime (ELU)

$$M_{ax}^u = -4087.504 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{40875.04}{14.2 \times 100 \times 36^2} = 0,07$$

$$\mu = 0,04 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{AN' existe pas et ;}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,09$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,964$$

Détermination des armatures

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{40875.04}{348 \times 0,964 \times 36} = 3.38 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité

$$\text{Pour la dalle : } A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_a^u = 3.38 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service (ELS)

$$M_{ax}^{\text{ser}} = -2919.450 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } A\bar{A} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{\text{ser}}} = \frac{4087.504}{2919.456} = 1.3$$

$$\alpha = 0.09 < 0.4 \quad \text{C.V}$$

Conclusion

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \text{ les armatures calculées à ELU sont maintenues}$$

Fissuration peu nuisible

Escalier : Type 2 (R.D.C h= 5 m)

1. Pré-dimensionnement de l'escalier

Dans notre structure, le type (2) d'escalier se compose de deux volées séparées par un palier de repos.

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

$$59 < g + 2h < 66 \text{ (cm)}$$

H : Hauteur d'étage : H = 5 m

h : Hauteur d'une marche ; h = 17 cm

g : Giron (largeur d'une marche) ; g = 30 cm

n: le nombre de marche avec : $n = \frac{H}{h}$

Selon la formule de «BLONDEL» ; il faut que :

$$59 < g + 2h < 66 \Rightarrow 59 < \{[30 + (2 \times 17)] = 64\} < 66 \text{ (cm)}$$

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{500}{17} = 30 \text{ contres marches .}$$

On aura 30 contres marches .(15 contres marches par volées).

$$n = N_c - 1 = 15 - 1 = 14 \text{ marches par volées}$$

L'inclinaison de la pailasse

$$\tan(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

➤ La longueur de la pailasse

Volées (1) et (2)

$$L = L' + L_{\text{palier}}$$

$$L' = \frac{h \times n}{\sin \alpha}$$

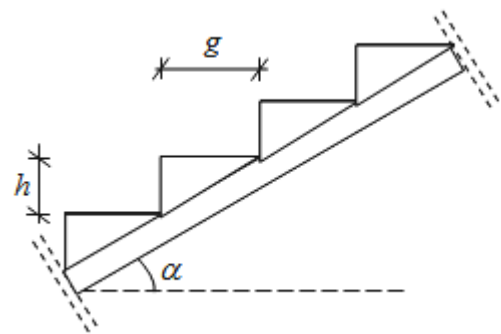


Figure 37:Schéma de la pailasse

$$L' = \frac{0,17 \times 14}{\sin 29,54} = \frac{2,38}{\sin 29,54} \Rightarrow L = 4,83 \text{ m}$$

$$L = L' + L_{\text{palier}} = 4,83 + 1,40 = 6,23 \text{ m}$$

➤ **Epaisseur de la paillasse (Paillasse porteuse)**

Condition de résistance

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{623}{30} < e < \frac{623}{20} \Rightarrow 20,77 < e < 31,15 \text{ (cm)}$$

On prend : $e_{p2} = 20 \text{ cm}$

2. Descente des charges

(Escalier à paillasse porteuse avec un seul palier)

➤ **Paillasse**

A. Charges permanentes

1-Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose+sable)	104 daN/m ²
2-Revêtement vertical $(104 \times \frac{h}{g})$	58,93 daN/m ²
3-Poids propre des marches $(2200 \times \frac{h}{2})$	187 daN/m ²
4-Poids propre de la paillasse $(2500 \times \frac{e_{p2}}{\cos \alpha})$	574,71 daN/m ²
5-Enduit au ciment $(18 \times \frac{1,5}{\cos \alpha})$	31,03 daN/m ²
	G = 955,67 daN/m²

B:Surcharge d'exploitation

Locaux à usage d'habitation : **Q = 500 daN/m²**

C. Combinaisons fondamentales

➤ **Etat limite ultime (ELUR)**

$$\overline{q_u^1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \overline{q_u^1} = 2040,15 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u^1 = \overline{q_u^1} \times 1 \text{ m} = 2040,15 \text{ daN/m}$$

➤ **Etat limite service (ELS)**

$$\overline{q_{ser}^1} = G + Q \Rightarrow \overline{q_{ser}^1} = 1455,67 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_{ser}^1 = \overline{q_{ser}^1} \times 1m = 1455,67 \text{ daN/m}$$

➤ **Palier**

A. Charges permanentes

1-Revêtement horizontal (Carrelage+mortier de pose+sable)	104 daN/m ²
2-Poids propre du palier (2500 × e _{p2}).....	500 daN/m ²
3-Enduit au ciment (18daN/m ² /cm × 1,5 cm).....	27 daN/m ²
	G = 631 daN/m²

B. Surcharge d’exploitation

Locaux à usage d’habitation : **Q = 500 daN/m²**

C. Combinaisons fondamentales

➤ **Etat limite ultime (ELUR)**

$$\overline{q_u^2} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \overline{q_u^2} = 1601,85 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u^2 = \overline{q_u^2} \times 1m = 1601.85 \text{ daN/m}$$

➤ **Etat limite service (ELS)**

$$\overline{q_{ser}^2} = G + Q \Rightarrow \overline{q_{ser}^2} = 1131 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_{ser}^2 = \overline{q_{ser}^2} \times 1m = 1131 \text{ daN/m}$$

➤ **Calcul les réactions**

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A \times 6,23 - q_1 \cdot 4,83 \left(\frac{4,83}{2} + 1,40 \right) - q_2 \frac{1,40^2}{2} = 3341,92 \text{ daN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B \times 6,23 - q_2 \cdot 1,4 \left(\frac{1,4}{2} + 4,83 \right) - q_1 \frac{4,83^2}{2} = 2980,97 \text{ daN}$$

Tableau des réactions à l’ELU et l’ELS

—

		R_A [daN]	R_B [daN]	Vérification
Formule		$\sum M_{/B} = 0$	$\sum M_{/A} = 0$	$\sum F_V = 0$
Valeur	ELU	3341,92	2980,97	Condition vérifiée
	ELS	2381,06	2113,68	Condition vérifiée

➤ Calcul du moment fléchissant et efforts tranchant

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2,00$

tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 1-1.

		Formule	Valeur	
			Pour $x = 0$	Pour $x = 2 \text{ m}$
M (x) [daN.m]	ELU	$R_A x - q_1 \times x^2 / 2$	0	2603,54
	ELS		0	1850,78
T (x) [daN]	ELU	$R_A - q_1 x$	3341,92	-738,38
	ELS		2381,06	-530,28

Section 2-2 : $2,00 \leq x \leq 3,40$

Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 2-2.

		Formule	Valeur	
			Pour $x = 2 \text{ m}$	Pour $x = 3,4 \text{ m}$
M (x) [daN.m]	ELU	$R_A x - q_1 \times l_1 \times \left(\frac{l_1}{2} + (x-l_1)\right) - \left(q_2 \times \frac{(x-l_1)^2}{2}\right)$	2603,54	0,00
	ELS		1850,78	0,00
T (x) [daN]	ELU	$R_A - q_1 \times l_1 - q_2 (x-l_1)$	-738,38	-2980,97
	ELS		-530,28	-2113,68

➤ Diagramme des moments fléchissant et de l'effort tranchant :

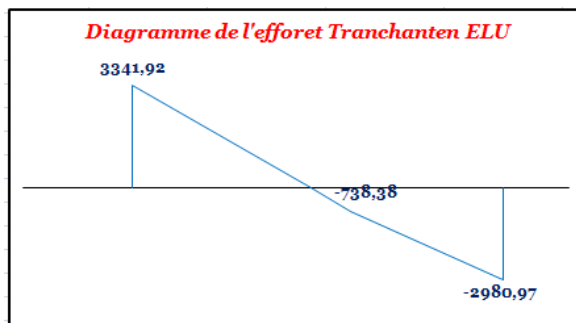


Figure 38: Diagrammes des moments fléchissant à L'ELUR

Moment en travée : $M_t^u = 0,8M_{max}^u = 2189,16 \text{ daN.m}$

Moment en appuis : $M_a^u = -0,2M_{max}^u = -547,432 \text{ daN.m}$

Etat limite de service (ELS)

$$M_{\max}^{\text{ser}} = 1947,36 \text{ daN.m}$$

➤ **Diagramme des moments fléchissant et de l'effort tranchant :**

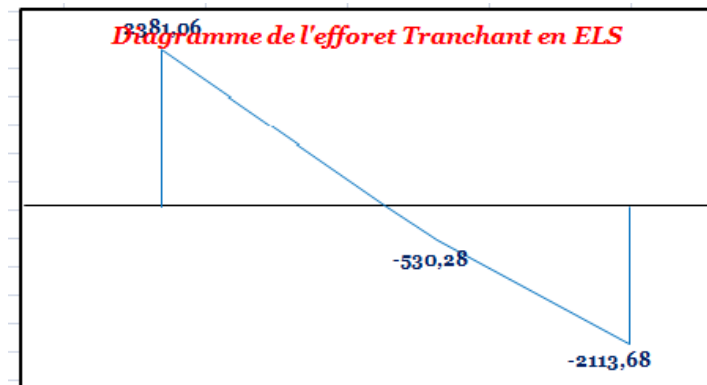


Figure 39: Diagrammes des moments fléchissant à L'ELS

Moment en travée : $M_t^{\text{ser}} = 0,8M_{\max}^{\text{ser}} = 1557,89 \text{ daN.m}$

Moment en appuis : $M_a^{\text{ser}} = -0,2M_{\max}^{\text{ser}} = -389,47 \text{ daN.m}$

B. En travée

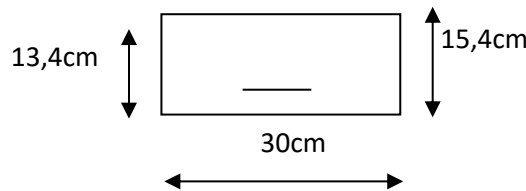


Figure 40: Section de calcul.

- **Etat limite ultime (ELU)**

$$M_t^u = 2189,772 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{21897,72}{14,2 \times 100 \times 13,4^2} = 0,086$$

$$\mu = 0,086 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{AN' existe pas et ;}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,11$$

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

Détermination des armatures

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{21897,72}{348 \times 0,96 \times 13,4} = 4,89 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,23 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 4,89 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 5T12 \longrightarrow A=5,65cm²

Etat limite de service (ELS)

$$M_t^{\text{ser}} = 389,47 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $\bar{\lambda} \Rightarrow$

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } \bar{\lambda} \Rightarrow \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{547,43}{389,47} = 1,406$$

$\alpha = 0,11 < 0,453$ donc : le ferrailage calculé à l'ELUR convient pour l'ELS.

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_t^u}{4} \Rightarrow A_r = 1,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures : 4T8 \longrightarrow A= 2,01cm²/ml

C. En appuis

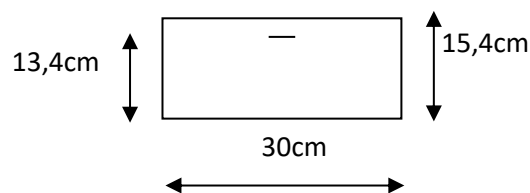


Figure 41:Section de calcul.

- **Etat limite ultime (ELUR)**

$$M_a^u = -547,43 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5474,3}{14,2 \times 100 \times 13,4^2} = 0,021$$

$$\mu = 0,021 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{AN' existe pas et ;}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,027$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,989$$

Détermination des armatures

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5474,3}{348 \times 0,989 \times 13,4} = 1,187 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,23 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_a^u = 1,23 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 4T10 \longrightarrow A= 3,14 cm²/ml

- **Etat limite de service (ELS)**

$$M_a^{\text{ser}} = -389,47 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } \overline{\lambda} < \lambda_{\text{lim}} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{547,43}{389,47} = 1,406$$

$\alpha = 0,113 < 0,453$ donc : le ferrailage calculé à l'ELUR convient pour l'ELS.

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_a^u}{4} \Rightarrow A_r = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures : 4T8 \longrightarrow A= 2,01 cm²/ml ; (T6 \longrightarrow e =25 cm)

Vérification des contraintes de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b \times d} \text{ avec } : T_{\max}^u = 12342,03 \text{ daN/ml}$$

$\tau_u = 0,31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,00 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Aperçu du ferrailage

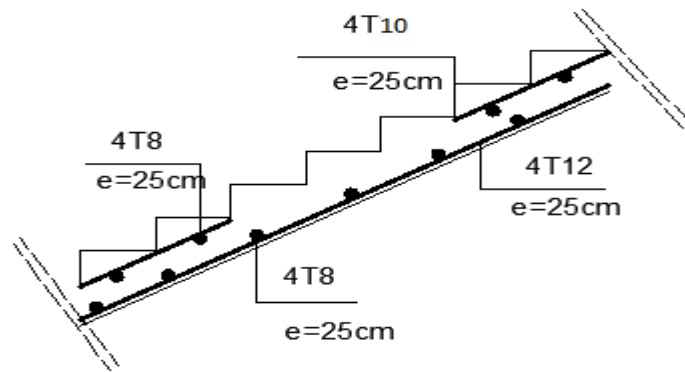


Figure 42: Dessin du ferrailage de la marche porteuse

IV.3. BALCON

IV.3.1 Introduction

Les balcons sont considérés comme étant encastres sur les poutres ; sont calculés comme une console de 1 m de largeur sollicitée par :

- Son poids propre (G).
- La surcharge d'exploitation (Q).
- La charge due au poids du mur (P).

Notre ouvrage comporte quatre types de balcon :

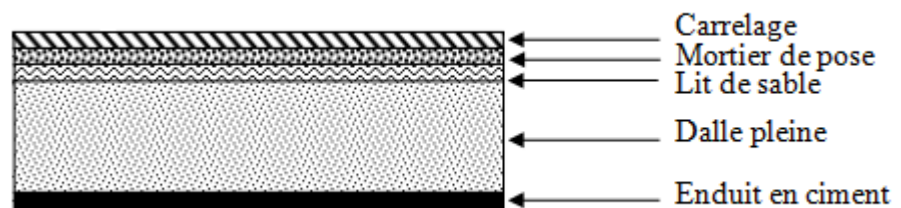


Figure 43: Coupe transversale du balcon

➤ Epaisseur de balcon $L = 1.45\text{m}$

Isolation acoustique : $e \geq 12 \text{ cm}$

Condition de rigidité : $\frac{L}{20} < h_d < \frac{L}{15} \Rightarrow 7,25 \text{ cm} < h_d < 9,67 \text{ cm}$

Conclusion

On prend $h_d = 15 \text{ cm}$

IV.3.2 Descente charge

A. Charges permanentes

1- Carrelage+sable+mortier de pose	104 daN/m ²
2- Dalle pleine en béton armé (15 cm) 2500×0,15.....	375 daN/m ²
3- Enduit au ciment (1,5cm); (18daN/m ² /cm).....	27 daN/m ²
	$\bar{G} = 506 \text{ daN/m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur : $G = \bar{G} \times 1\text{m} = 506 \text{ daN/m}$

B. Surcharge d'exploitation

Les balcons pour locaux à usage d'habitation: $\bar{Q} = 350 \text{ daN/m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur : $Q = \bar{Q} \times 1\text{m} = 350 \text{ daN/m}$

➤ Calcul de la charge due au poids du mur

La charge due au poids du mur sur le balcon: p

$$P = G_m \times h$$

Epaisseur du mur: $e = 30 \text{ cm} \Rightarrow G_m = (90 + 130 + 2 \times 18 \times 1,2) = 263 \text{ daN/m}$

Hauteur du mur: $h = 1,20 - 0,15 = 1,05 \text{ m}$

$$P = 263 \times 1,05 = 263,15 \text{ daN/m}$$

Notre balcon est exposé aux intempéries ; donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

[Article BAEL91] $\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10}$ avec $h_d = 15 \text{ cm}$

$$\phi_{\max} \leq \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Donc ; on prendra : } \phi_{\max} = 10 \text{ mm}$$

➤ Calcul de l'enrobage

$$a = 2 \text{ cm}$$

$$c = a + \frac{\phi}{2} = 20 + \frac{10}{2} = 25 \Rightarrow c = 25 \text{ mm}$$

➤ Hauteur utile

$$d = h_d - c = 15 - 2,5 = 12,5 \Rightarrow d = 12,5 \text{ cm}$$

IV.3.3 Moments fléchissant

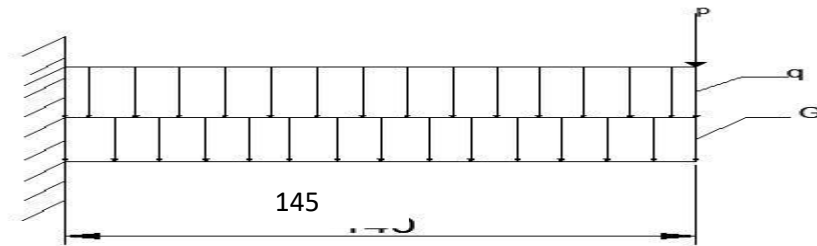


Figure 44: Schéma statique du balcon

➤ Etat limite ultime (ELUR)

$$M_u = -[1,35\bar{G} + 1,5\bar{Q}] \frac{L^2}{2} - 1,35 \times P \times L \times 1 \text{ m}$$

$$M_u = -[(1,35 \times 506) + (1,5 \times 350)] \frac{1,45^2}{2} - 1,35 \times 263,15 \times 1,45 \times 1 \text{ m}$$

$$M_u = -1785,131 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite service (ELS)

$$M_{\text{ser}} = -[\bar{G} + \bar{Q}] \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1 \text{ m}$$

$$M_{\text{ser}} = -[506 + 350] \frac{1,45^2}{2} - 263,15 \times 1,45 \times 1 \text{ m} \Rightarrow M_{\text{ser}} = -1281,438 \text{ daN.m}$$

IV.3.4 Calcul du ferrailage

➤ Etat limite ultime (ELUR)

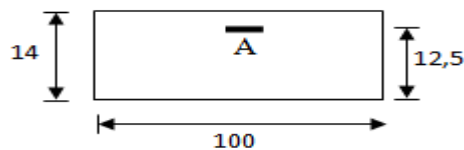


Figure 45: Section de calcul

$$M_u = -1785,131 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{17851,31}{14,2 \times 100 \times 12,5^2} = 0,080$$

$$\mu = 0,080 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \hat{A}N' \text{ existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,104$$

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

Détermination des armatures

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{17851,31}{348 \times 0,96 \times 12,5} = 4,27 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité

$$\text{Pour la dalle : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 4,27 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 4T12 \longrightarrow A = 4,52 cm²/ml

➤ Etat limite de service (ELS)

$$M_{\text{ser}} = -1281,438 \text{ daN.m}$$

Fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min, \left(\frac{2}{3} f_{e28}; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right). \text{ (Article A 4.5.32 BAEL91).}$$

η : Coefficient de fissuration égal à 1.6 pour les armatures à hautes adhérence.

$$\bar{\sigma}_s = \min (266,66; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}) = \min (266,66; 201,63) \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa.}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{ser}}}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{12814,38}{201,63 \times 100 \times 12,5^2} = 0,0041$$

$$\lambda = 1 + 30\mu = 1,12$$

$$\cos\varphi = 0,84 \iff \varphi = 32,5^\circ \iff \alpha = 0,30 \iff k = 35$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{k} = 5,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ A'N' existe pas.}$$

$$\beta = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0,9$$

$$A = \frac{M_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{12814,38}{201,63 \times 0,9 \times 12,5} = 5,65 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max(A_u; A_{\min}; A_{\text{ser}}) = 5,65 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 5T12 \longrightarrow A = 5,65 cm²/ml

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures : 4T8 \longrightarrow $A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

IV.3.5 Calcul des armatures transversales

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b \times d}$$

$$T_{\max}^u = [1,35G + 1,5Q] \times L + 1,35P \times 1 \text{ m} \Rightarrow T_{\max}^u = 2106,998 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{2106,98}{100 \times 12,5 \times 100} = 0,17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire

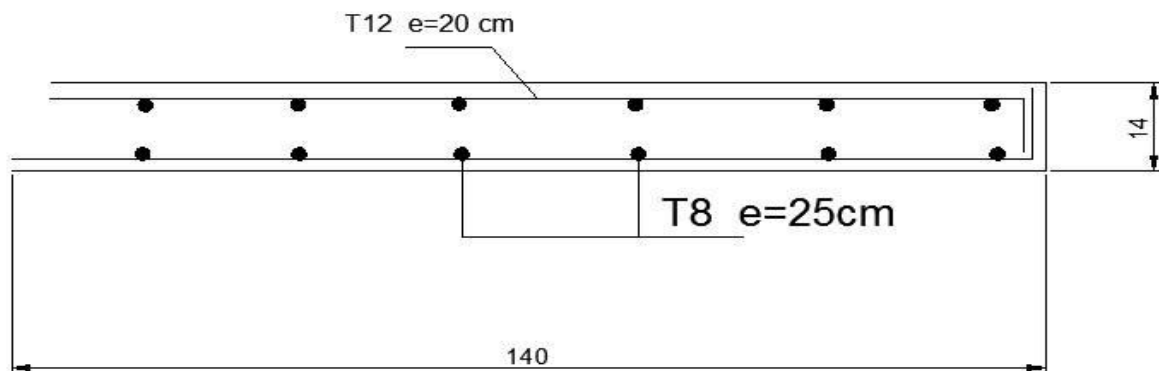
$$\frac{h_d}{L} = \frac{15}{145} = 0,10 > \frac{1}{20} = 0,05$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{5,65}{100 \times 12,5} = 0,0044 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005$$

Conclusion

Les deux(02) conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Aperçu du ferrailage



Type 2 :**➤ Epaisseur de balcon**

Isolation acoustique : $e \geq 12 \text{ cm}$

Condition de rigidité : $\frac{L}{20} < h_d < \frac{L}{15} \Rightarrow 4 \text{ cm} < h_d < 5,33 \text{ cm}$

Conclusion

On prend $h_d = 12 \text{ cm}$

IV.3.2 Descente charge**C. Charges permanentes**

1- Carrelage+sable+mortier de pose	104 daN/m ²
2- Dalle pleine en béton armé (12 cm) 2500×0,12.....	300 daN/m ²
3- Enduit au ciment (1,5cm); (18daN/m ² /cm).....	27 daN/m ²
	$\bar{G} = 431 \text{ daN/m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur : $G = \bar{G} \times 1 \text{ m} = 431 \text{ daN/m}$

D. Surcharge d'exploitation

Les balcons pour locaux à usage d'habitation: $\bar{Q} = 350 \text{ daN/m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur : $Q = \bar{Q} \times 1 \text{ m} = 350 \text{ daN/m}$

➤ Calcul de la charge due au poids du mur

La charge due au poids du mur sur le balcon: p

$$P = G_m \times h$$

Epaisseur du mur: $e = 30 \text{ cm} \Rightarrow G_m = (90 + 130 + 2 \times 18 \times 1,2) = 263 \text{ daN/m}$

Hauteur du mur: $h = 1,20 - 0,12 = 1,08 \text{ m}$

$$P = 263 \times 1,08 = 284,04 \text{ daN/m}$$

Notre balcon est exposé aux intempéries ; donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

[Article BAEL91] $\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10}$ avec $h_d = 12 \text{ cm}$

$$\phi_{\max} \leq \frac{12}{10} = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \text{Donc ; on prendra : } \phi_{\max} = 10 \text{ mm}$$

➤ **Calcul de l'enrobage**

$$c = a + \frac{\varnothing}{2} = 20 + \frac{10}{2} = 25 \Rightarrow c = 25 \text{ mm}$$

➤ **Hauteur utile**

$$d = h_d - c = 12 - 2,5 = 9,5 \Rightarrow d = 9,5 \text{ cm}$$

IV.3.3 Moments fléchissant

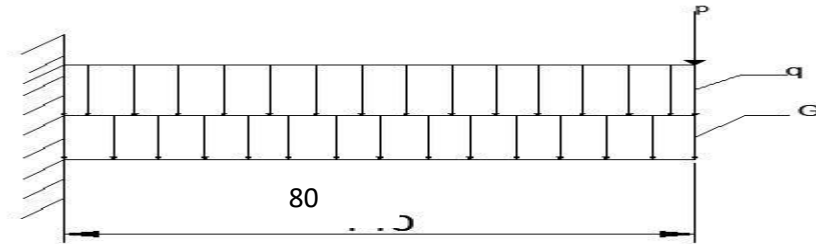


Figure 46: Schéma statique du balcon

➤ **Etat limite ultime (ELUR)**

$$M_u = -[1,35\bar{G} + 1,5\bar{Q}] \frac{L^2}{2} - 1,35 \times P \times L \times 1 \text{ m}$$

$$M_u = -[(1,35 \times 431) + (1,5 \times 350)] \frac{0,8^2}{2} - 1,35 \times 284,04 \times 0,8 \times 1 \text{ m}$$

$$M_u = -660,955 \text{ daN.m}$$

➤ **Etat limite service (ELS)**

$$M_{\text{ser}} = -[\bar{G} + \bar{Q}] \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1 \text{ m}$$

$$M_{\text{ser}} = -[431 + 350] \frac{0,8^2}{2} - 284,04 \times 0,8 \times 1 \text{ m} \Rightarrow M_{\text{ser}} = -477,152 \text{ daN.m}$$

IV.3.4 Calcul du ferrailage

➤ **Etat limite ultime (ELUR)**

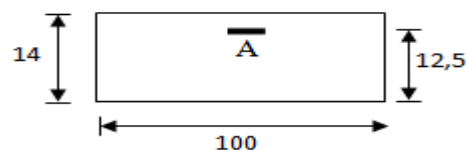


Figure 47: Section de calcul

$$M_u = -660,955 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6609,55}{14,2 \times 100 \times 9,5^2} = 0,052$$

$$\mu = 0,052 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \bar{A} \text{ n'existe pas et ;}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,067$$

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

Détermination des armatures

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{6609,55}{348 \times 0,97 \times 9,5} = 2,06 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité

$$\text{Pour la dalle : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 2,06 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 5T10 \longrightarrow A= 3,93cm²/ml.

(T10 \longrightarrow e= 10cm).

➤ Etat limite de service (ELS)

$$M_{\text{ser}} = -477,152 \text{ daN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } \bar{A} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{\text{ax}}^u}{M_{\text{ax}}^{\text{ser}}} = \frac{660,955}{477,152} = 1,4$$

$$\frac{1,40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 > \alpha = 0,067 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à ELU seront maintenues.

IV.3.5 Calcul des armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b \times d}$$

$$T_{\max}^u = [1,35G + 1,5Q] \times L + 1,35P \times 1 \text{ m} \Rightarrow T_{\max}^u = 1385,304 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{1385,304}{100 \times 9,5 \times 100} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire

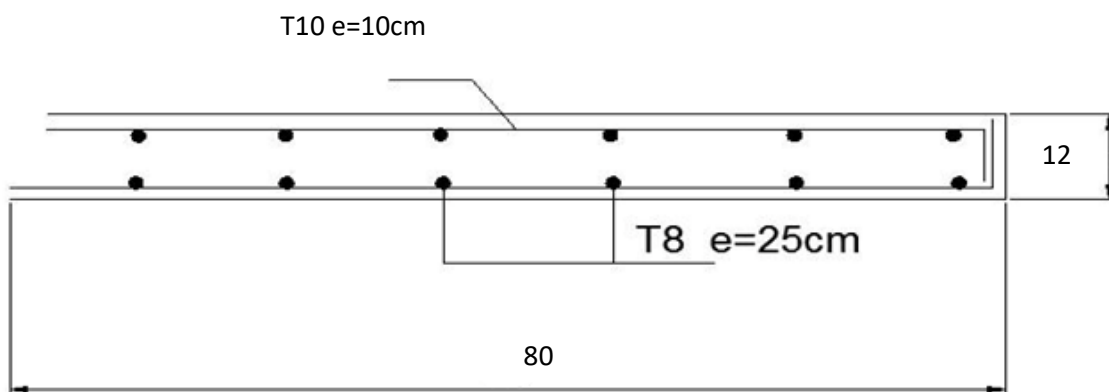
$$\frac{h_d}{L} = \frac{12}{80} = 0,15 > \frac{1}{20} = 0,05$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3,93}{100 \times 9,5} = 0,0041 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005$$

Conclusion

Les deux(02) conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Aperçu du ferrailage



Chapitre V: étude sismique

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 naturel qui se produit à partir du frottement entre les plaques tectoniques. Un déplacement de ces dernières, engendre des efforts de secousses.

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien [R.P.A.99 (version 2003)]

V.2.Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

V.3.Méthode de calcul :

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mener suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Méthode statique équivalente.

V.3.1. METHODE STATIQUE EQUIVALENTE :

a) Principe de méthode :(RPA99version 2003/4.2.1)

Selon cette méthode, les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives(V) appliquées successivement dans les deux directions orthogonales et ayant des effets équivalent à ceux de l'action sismique.

Le règlement en vigueur permet sous certaines conditions de faire le calcul par cette méthode qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base dont on doit être calculé dans les deux directions et par la formule suite :

$$v = \frac{A * D * Q}{R} W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement

W : le poids total de la structure

b) Conditions d'applications:(RPA99version 2003/4.1.2) :

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

• **Régularité en plan:(RPA99version 2003/3.5.1.a) :**

- 1- Le bâtiment doit être présenté une configuration sensiblement symétrique vis –à-vis deux directions Orthogonales.
- 2- A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas **15%** de dimension de bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique.

La somme de dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder **25%** de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

- 3- le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4.
- 4- les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis- à –vis de celle de contreventement verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan.

Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester à 15% de celle de ce dernier

• **Régularité en élévation :(RPA99version 2003/3.5.1.b) :**

- 1- le système de contreventement ne doit pas compter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- 2- Les raideurs et les masses de différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la

Base au sommet du bâtiment.

- 3- La vibration de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% la plus grande dimension latérales du bâtiment n'excède pas 1.5fois de sa plus petit dimension

c) Vérification des conditions d'application :

Notre structure ne présente pas une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales cela signifie que le bâtiment est classé irrégulier en plan, donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

Conclusion :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique (**le calcul se fait par logiciel « ETABS 2016»**)

V.3.2 METHODE DYNAMIQUE :**a) Principe :**

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration la maximum des effets engendrés par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encasté à la base.

c) Présentation de logiciel :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde.

De plus de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un certain avantage par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une détermination de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment. ETABS permet également le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, ROBOT et SAFE).

V.4. Etapes de la modélisation de la structure sous ETABS :

1. opter pour un système d'unités (KN.m).
2. définition de la géométrie de base.
3. Définition des matériaux.

4. Définition des sections.
5. Définition de l'élément dalle.
6. Ajouter différents groupes pour faciliter la localisation des éléments.
7. Définition des charges à appliquer.
8. Introduction du spectre de réponse à appliquer.
9. Définition des combinaisons de charges et qui sont les suivantes
 - C1 : $G+Q$
 - C2 : $1.35G+1.5Q$
 - C3 : $G+Q+Ex$
 - C4 : $G+Q+Ey$
 - C5 : $0.8G+Ex$
 - C6 : $0.8G+Ey$
 - C7 : $G+Q+1.2Ex$
 - C8 : $G+Q+1.2Ey$
10. Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies.
11. Ajouter un diaphragme à chaque plancher.
12. Définir les conditions aux limites :
13. lancer l'analyse.
14. Ouvrir le fichier résultat dont l'extension est. **OUT** afin de vérifier les déplacements, la période de la structure, les taux de participation de la masse pour avoir si le nombre de modes choisies est suffisant.
15. Visualisation des efforts trouvés (**M, N, T**) et du taux de travail des sections.

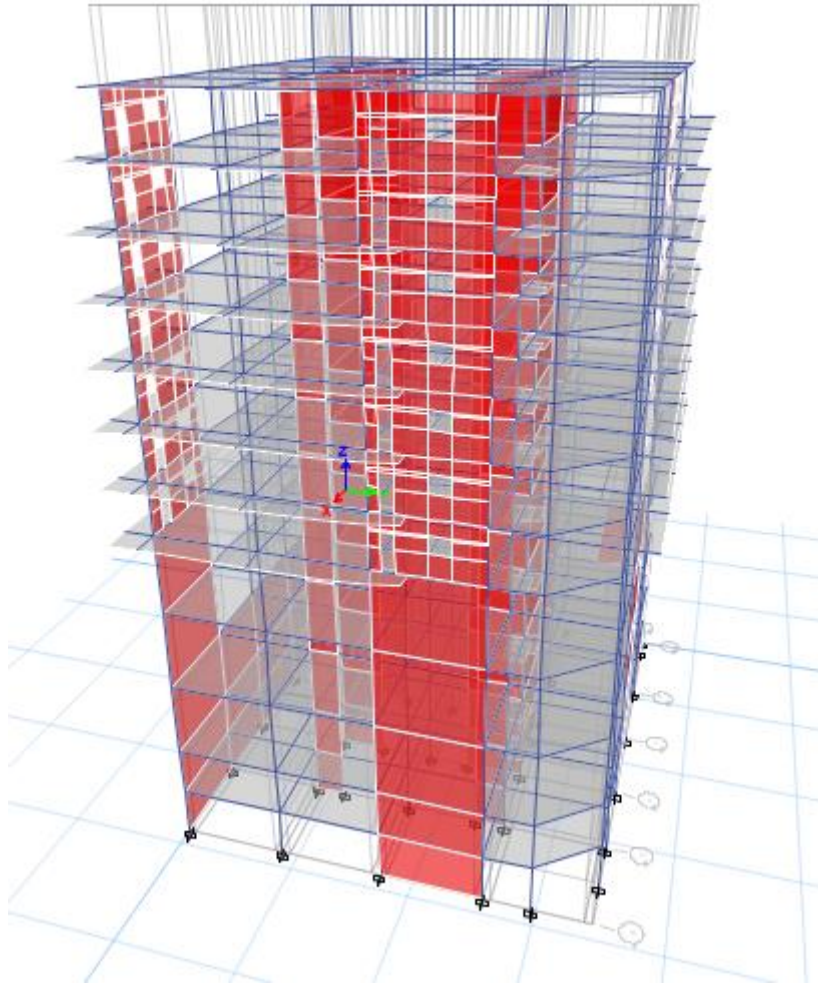


Figure 48:Modélisation du bâtiment

V.5 Critères de classification par le RPA 99/V2003

V.5.1 Classification des zones sismiques : [Article3.1]

Wilaya de Mostaganem ; groupe de communes C la zone est de : Zone II-a.

V.5.2 Classification de l'ouvrage : [Article3.2]

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation collective et commercial, il sera classé en Groupe 2.

V.5.3 Classification des sites : [Article3.3]

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

V.6 interprétation des résultats :

V.6.1 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.

a. Calcul la force statique équivalente :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

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

A : Coefficient d'accélération de zone:[Tableau 4.1]

Donnée en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : **A = 0,15**

D : Facteur d'amplification dynamique moyen : Déterminer en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

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

T₂ : Période caractéristique associée à la catégorie de site : [Tableau 4.7] ;

$$T_2 = 0,50 \text{ sec}$$

η : Facteur de correction d'amortissement; donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

ξ: Pourcentage d'amortissement critique :[Tableau 4.2]

Portique en béton armé, remplissage dense : $\xi = 7\% \Rightarrow \eta = 0,88$

R: Coefficient de comportement global de la structure ; Sa valeur est donnée par le en fonction du système de contreventement ;[Tableau 4.3]

Portiques contreventés par des voiles : **R = 4**

Q : Facteur de qualité est déterminée par la formule suivante: $Q = 1 + \sum_1^5 p_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non.[Tableau 4.4]

Donc : $Q = 1 + 0,5 = 1,5 \Rightarrow q = 1,5$

T :La période fondamentale de la structure : $T = C_T \times h_N^{3/4}$

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.[Tableau 4.6]

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé :

$$C_T = 0,05$$

- $T = C_T \times h_N^{3/4} \Rightarrow T=0,70$
- Pour le sens longitudinal : $T_x = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} T_x = 0,54$
- Pour le sens transversal : $T_y = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} \Rightarrow T_y = 0,73$

W : le Poids total de la structure.

Le poids total de la structure est donné par le logiciel ETABS: $W = 67590,92 \text{ kN}$

$$V = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,79 \times 1,3}{4} \times 67590,92 = 5898,15 \text{ kN}$$

Donc :

$$80\% V = 4718.52 \text{ KN}$$

La résultante des forces sismique :

Après l'interprétation des résultats du fichier ETABS , la résultante des forces sismique à la base est égale à :

Sens xx :

$$V_x = 5953,51 \text{ KN} > 80\% V \longrightarrow \text{conditions vérifiées.}$$

Sens yy :

$$V_y = 5953,51 > 80\% V \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Nombre de modes à considérer :** [RPA99/V2003 Article 4.3.4]

Le nombre minimal de modes K à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ Où :

N : le nombre de niveaux au dessus du sol (N = 12 niveaux)

$$K \geq 3\sqrt{12} = 11 \Rightarrow K = 11 \text{ modes.}$$

Alors nous avons augmenté le nombre de mode jusqu'à 18 pour que la somme des masses modales effectives soit égale à 90.41

Table 5:Présentations des résultats de l'analyse spectrale

Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0,925	0,0072	0,6554	0,0072	0,6554
2	0,906	0,4862	0,012	0,4934	0,6674
3	0,744	0,123	0,0008	0,6164	0,6682
4	0,253	0,0006	0,1398	0,6171	0,8079
5	0,214	0,1131	0,0006	0,7302	0,8085
6	0,176	0,0169	0,000002971	0,7471	0,8085
7	0,161	0,000003106	0,0084	0,7471	0,8169
8	0,156	0,032	0,000001605	0,779	0,8169
9	0,142	0,0006	0,000001458	0,7796	0,8169
10	0,11	0,0001	0,0788	0,7797	0,8957
11	0,092	0,0625	0,0002	0,8422	0,8959
12	0,076	0,0245	0,0002	0,8667	0,8961
13	0,069	0,0001	0,0479	0,8668	0,9441
14	0,06	0,0522	0,0002	0,919	0,9442
15	0,051	0,0187	0,0005	0,9376	0,9447
16	0,048	0,0006	0,0261	0,9383	0,9708
17	0,044	0,0307	0,0001	0,969	0,9708
18	0,039	0,0019	0,0009	0,9708	0,9718

- *Vérification des déplacements*

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i .

Portiques contreventés par des voiles : **R = 4**

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égale à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Pour notre cas, la hauteur d'étage est 3,2m ; donc le déplacement admissible doit être inférieure à 3,2 cm

:

Les résultats du déplacement dû aux forces sismiques sont présentés dans [le Tableau.2] suivant :

Table 6:les resultats des déplacement

Niveaux	h (mm)	δ_{ekx} (mm)	δ_{eky} (mm)	$\delta_{kx} = R^* \delta_{ekx}$ (mm)	$\delta_{ky} = R^* \delta_{eky}$ (mm)	$\Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{k-1x}$ (mm)	$\Delta_{ky} = \delta_{ky} - \delta_{k-1y}$ (mm)	0,01h (mm)	Observation $\Delta_{kx} < 0,01h$	Observation $\Delta_{ky} < 0,01h$
ETAGE8	3200	32,105	0,035194	160,525	0,17597	-12,365	-0,00917	32	vérifiée	vérifiée
ETAGE7	3200	34,578	0,037028	172,89	0,18514	14,845	0,015385	32	vérifiée	vérifiée
ETAGE6	3200	31,609	0,033951	158,045	0,169755	15,43	0,01608	32	vérifiée	vérifiée
ETAGE5	3200	28,523	0,030735	142,615	0,153675	15,915	0,016775	32	vérifiée	vérifiée
ETAGE4	3200	25,34	0,02738	126,7	0,1369	16,29	0,017395	32	vérifiée	vérifiée
ETAGE3	3200	22,082	0,023901	110,41	0,119505	16,5	0,01782	32	vérifiée	vérifiée
ETAGE2	3200	18,782	0,020337	93,91	0,101685	16,36	0,01786	32	vérifiée	vérifiée
ETAGE1	3200	15,51	0,016765	77,55	0,083825	16,025	0,017575	32	vérifiée	vérifiée
RDC	5000	12,305	0,01325	61,525	0,06625	21,895	0,02434	50	vérifiée	vérifiée
S/Sol 1	4600	7,926	0,008382	39,63	0,04191	18,41	0,02018	46	vérifiée	vérifiée
S/Sol 2	2800	4,244	0,004346	21,22	0,02173	12,845	0,013265	28	vérifiée	vérifiée
S/Sol 3	2800	1,675	0,001693	8,375	0,008465	8,375	0,008465	28	vérifiée	vérifiée

Table 7: Tableau de vérification de l'effet P-Δ.

(P-Delta) – Ex							
Niveau	Height mm	P kN	V _x kN	U _x mm	Δ _x mm	Θ _x 0,0141	check
ETAGE8	3200	582,1326	186,8298	32,105	- 2,473	-0,002408	NO P-DELTA
ETAGE7	3200	6623,852	957,0335	34,578	2,969	0,0064216	NO P-DELTA
ETAGE6	3200	12703,953	1655,0959	31,609	3,086	0,0074022	NO P-DELTA
ETAGE5	3200	18784,053	2203,3048	28,523	3,183	0,0084801	NO P-DELTA
ETAGE4	3200	24864,154	2682,7429	25,34	3,258	0,0094362	NO P-DELTA
ETAGE3	3200	30944,254	3094,8943	22,082	3,3	0,0103109	NO P-DELTA
ETAGE2	3200	37089,295	3454,149	18,782	3,272	0,0109792	NO P-DELTA
ETAGE1	3200	43234,336	3769,2163	15,51	3,205	0,0114883	NO P-DELTA
RDC	5000	50398,16	4066,5899	12,305	4,379	0,010854	NO P-DELTA
S/Sol 1	4600	57360,418	4294,173	7,926	3,682	0,010692	NO P-DELTA
S/Sol 2	2800	64105,706	4454,0513	4,244	2,569	0,0132053	NO P-DELTA
S/Sol 3	2800	71806,035	4650,6201	1,675	1,675	0,0092365	NO P-DELTA
(P-Delta) – EY							
Niveau	Height mm	P kN	V _y kN	U _y mm	Δ _y mm	Θ _y 0,0141	Check
ETAGE8	3200	582,1326	149,1854	0,035194	- 0,001834	-2,24E-06	NO P-DELTA
ETAGE7	3200	6623,852	1061,0297	0,037028	0,003077	6,003E-06	NO P-DELTA
ETAGE6	3200	12703,953	1846,3865	0,033951	0,003216	6,915E-06	NO P-DELTA
ETAGE5	3200	18784,053	2455,7661	0,030735	0,003355	8,019E-06	NO P-DELTA
ETAGE4	3200	24864,154	2980,3349	0,02738	0,003479	9,07E-06	NO P-DELTA
ETAGE3	3200	30944,254	3438,456	0,023901	0,023901	6,722E-05	NO P-DELTA
ETAGE2	3200	37089,295	3846,6942	0,020337	0,020337	6,128E-05	NO P-DELTA
ETAGE1	3200	43234,336	4215,8407	0,016765	0,016765	5,373E-05	NO P-DELTA
RDC	5000	50398,16	4571,6467	0,01325	0,01325	2,921E-05	NO P-DELTA
S/Sol 1	4600	57360,418	4859,3994	0,008382	0,008382	2,151E-05	NO P-DELTA
S/Sol 2	2800	64105,706	5063,1024	0,004346	0,004346	1,965E-05	NO P-DELTA
S/Sol 3	2800	71806,035	5262,4528	0,001693	0,001693	8,25E-06	NO P-DELTA

Commentaire

Puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10 ; donc l'effet P- Δ peut être négligé.

Conclusion

Après avoir réalisé l'étude sismique par la méthode d'analyse modale spectrale, Nous avons comparé les résultats (Période, déplacements, force sismique résultante à la base) avec les résultats obtenus par simulation via le logiciel « **ETABS** ». Nous avons trouvé que les résultats de ce dernier sont inférieurs à ceux de l'étude sismique par méthode d'analyse modale spectrale. Donc les conditions sont vérifiées.

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Chapitre VI :Etude des éléments structuraux

VI.1 Les portiques

VI.1.1 Introduction

Le calcul des armatures longitudinales et transversales dans les poutres et poteaux est effectué en considérant les sollicitations dues aux charges gravitaires (charges permanentes et d'exploitations) et sismiques selon les combinaisons d'actions définies dans les deux règlements de calcul utilisée à ce effet, à savoir le règlement de calcul [BAEL91] ; et le règlement [RPA99/Version 2003]

➤ Combinaisons d'actions

Dans le cas des bâtiments courants, les actions sont notées comme suit :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitations.

E : Efforts sismiques.

➤ Pour les poutres et poteaux

{1,35G+1,5QG+Q=> Combinaisons fondamentales [BAEL91].

{G+Q+Ex ; G+Q+Ey;0,8G±Ex ; 0,8G±Ey => Combinaisons accidentelles [RPA99/V2003].

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel « **ETABS** ».

VI.1.2 Ferrailage des poutres

On distingue deux types de poutre

- Poutres principales : (30×60) cm²
- Poutres principales: (30×50) cm²
- Poutres secondaires : (30×45) cm²

VI.1.2.1 Ferrailage réglementaire

VI.1.2.1.1 Recommandation du [RPA99/V2003]

A. Armatures longitudinales : [Article7.5.2.1]

- Armatures minimales : 0,5%B en toute section et en zone II-a ;(**B** : Section de la poutre).
- Armatures maximale $\left\{ \begin{array}{l} 4\% \times B \Rightarrow \text{zone courante} \\ 6\% \times B \Rightarrow \text{zone de recouvrement.} \end{array} \right.$

- Longueur de recouvrement est de : 50ϕ pour la zone II-a.

B. Armatures transversales : [Article 7.5.2.2]

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \times s \times b$
- L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires : $s = \min(h/4; 12\phi)$
 - En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$

VI.1.2.1.2 Règlements [BAEL91/Article 6.1]

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :
 $A_{min} = 0,23 \times f_t / 28 f_e \times b \times d \Rightarrow$ Pour les armatures tendues.

VI.1.2.2 Les sollicitations des poutres

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel « ETABS », on obtient les résultats suivants :

Tableau 1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.

Sollicitation	Moment maximal en (KN.m)						L'effort tranchant en (KN)
	E.L.U.		E.L.S.		A.C.C.		E.L.U.
	Mt	Ma	Mt	Ma	Mt	Ma	Max
Poutre principale (30*50)	92.681	-174.844	67.658	-126.47	30.694	-307.9123	162.282
Poutre principale (30*60)	97.82	-133.60	70.36	-74.43	42.07	-254.95	147.011
Poutre secondaire (30*45)	61.21	-114.618	44.12	-46.70	150.67	-232.90	88.237

- **Armatures longitudinales :**
conditions imposées par le [RPA99/V2003]

$$\text{Poutre principale} \begin{cases} \text{type 1 : } A_{min} = 0.005 \times a \times b = 0.005 \times 30 \times 60 = 9 \text{ cm}^2 \\ \text{type 2 : } A_{min} = 0.005 \times a \times b = 0.005 \times 30 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Poutre principale : } A_{min} = 0.005 \times a \times b = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

conditions imposées par le [BAEL91]

$$\text{Poutre principale} \begin{cases} \text{type 1 : } A_{min} = 0.23 \times \frac{ft28}{fe} \times b \times d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 54 = 1.96 \text{ cm}^2 \\ \text{type 2 : } A_{min} = 0.23 \times \frac{ft28}{fe} \times b \times d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 45 = 1.63 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{min} = 0.23 \times \frac{ft28}{fe} \times b \times d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 40.5 = 1.47 \text{ cm}^2.$$

VI.1.2.3 Détermination des armatures

❖ Exemple de calcul : Poutre principale (30 × 50) cm²

A. En travée

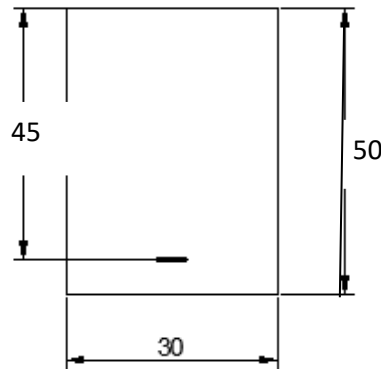


Figure 49: Section de calcul en travée

- Etat limite ultime (ELU)

$$M_t^u = 92681 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{92681}{14.2 \times 30 \times 45^2} = 0,107$$

$$\text{Avec : } d = h - \frac{h}{10} = 45 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,107 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ;}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,142$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,943$$

Détermination des armatures

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{92681}{348 \times 0,943 \times 45} = 6,276 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$6T12 \longrightarrow A = 6.79 \text{ cm}^2$$

- **Etat limite de service (ELS)**

$$M_t^{\text{ser}} = 67658 \text{ N.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A_{\bar{z}}$

Acier FeE400 Fissuration peu nuisible

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A_{\bar{z}} \\ \text{Acier FeE400 Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{92681}{67658} = 1,369$$

$$\alpha = 0,142 < 0,43$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELUR convient pour l'ELS.

- **Situation accidentelle (ACC)**

$$M_t^{\text{Acc}} = 301000 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_t^{\text{Acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{301000}{18,47 \times 30 \times 45^2} = 0,27$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18.47 \text{ MPa avec } \delta_b = 1,15 \text{ (situations accidentelles)}$$

$$\mu = 0,27 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{Á n'existe pas et } ; \varepsilon_s > \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

Avec : $\delta_s = 1$ (situations accidentelles)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,402$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,839$$

Détermination des armatures

$$A_t^{\text{Acc}} = \frac{M_t^{\text{Acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{301000}{400 \times 0,839 \times 45} = 19,93 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

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

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{acc}}, A_{\text{min}}) = 19,93 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures 6T12 \longrightarrow $A = 6,79 \text{ cm}^2$

B. En appuis

• Etat limite ultime (ELU)

$$M_a^u = 22727 \text{ N.m}$$

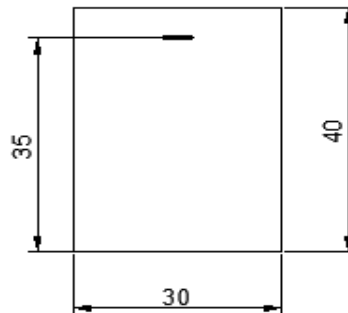


Figure 50: Section de calcul en appuis.

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{22727}{14,2 \times 30 \times 45^2} = 0,026$$

$$\text{Avec : } d = h - \frac{h}{10} = 45 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,026 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ;}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,033$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,987$$

Détermination des armatures

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{22727}{348 \times 0,987 \times 45} = 1,47 \text{ cm}^2$$

- **Etat limite de service (ELS)**

$$M_a^{\text{ser}} = 126470 \text{ N.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A_a

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{174844}{126470} = 1,38$$

$$\alpha = 0,033 < 0,44$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELUR convient pour l'ELS.

- **Situation accidentelle (ACC)**

$$M_a^{\text{acc}} = 22727 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{307912,3}{18,47 \times 30 \times 45^2} = 0,274$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18,47 \text{ MPa avec } \delta_b = 1,15 \text{ (situations accidentelles)}$$

$$\mu = 0,02 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{Á n'existe pas; } \varepsilon_s > \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,41$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,836$$

Détermination des armatures

$$A_a^{\text{Acc}} = \frac{M_a^{\text{Acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{307912,3}{400 \times 0,836 \times 45} = 20,46 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{acc}}, A_{\min}) = 20,46 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des armatures } 8T16 + 4T14 \longrightarrow A = 20,6 \text{ cm}^2$$

C. Vérification de l'effort tranchant

$$T_u^{\max} = 162,282 \text{ kN}$$

- Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis : [CBA93/A.5.1.3]

$$T_u^{\max} \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 45 \Rightarrow a = 40,50 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = 162282 \text{ N} \leq 0,267 \times 40,50 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 801000 \text{ N}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

- Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales [Article CBA93/A.5.1.3.2]

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u^{\max} + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_l = 20,6 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \times 10^{-2} \times \left[162282 + \frac{174844}{0,9 \times 45} \right] = 4,77 \text{ cm}^2$$

- Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{162282}{30 \times 45 \times 100} = 1,20 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$

$\tau = 1,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

- **Section et écartement des armatures transversales A_t**

Diamètre des armatures transversales : [Article BAEL91/4.2.3]

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{1 \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{50}{35} ; \frac{30}{10} ; 1 \right) = 1 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 4\phi_{10} = 3,14 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier).

L'espace des armatures transversales [Article CBA93/A.5.1.2.2/ A.5.1.2.3]

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{0,80 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,80 \times 3,14 \times 235}{30 \times (1,20 - 0,3 \times 2.1)} = 34,52 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) = \min(40.5 ; 40) = 40 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = \frac{3,14 \times 235}{0,4 \times 30} = 61,49 \text{ cm}$$

Selon le RPA99 (version 2003)

- **Zone nodale**

$$\delta_{t4} \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right) = \min \left(\frac{50}{4} ; 12 \times 1 \right) = 12 \text{ cm} \Rightarrow \delta_{t4} = 10 \text{ cm}$$

- **Zone courante**

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \delta_{t5} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \delta_t = 10 \text{ cm} & \text{zone nodale} \\ \delta_t = 25 \text{ cm} & \text{zone courante} \end{cases}$$

a. Vérification des armatures transversales

- **Zone nodale**

$$A_t = 0,003 \times \delta_{t4} \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante**

$$A_t = 0,003 \times \delta_{t5} \times b = 0,003 \times 25 \times 30 = 2.25 \text{ cm}^2$$

- b. **Longueur de recouvrement** : $L_r = 40\phi_{\max}$

Conclusion

Etant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage sont les mêmes que ceux déjà montrés ci-avant; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage dans [Tableau 2].

Tableau 2: Tableau récapitulatif de ferrailages

Types de poutres		A _{min} [cm ²]		A _{cal} [cm ²]	Choix A [cm ²]	Longueur de recouvrement
		BAEL	RPA			
Poutre principale 60	Travée	1,12	6,00	4,26	3T14 => A = 4,62	60
	Appuis			8,42	6T14 => A = 9,24	70
Poutre principale 50	Travée	1,12	6,00	4,26	3T14 => A = 4,62	60
	Appuis			8,42	6T14 => A = 9,24	70
Poutre secondaire	Travée	0,84	4,50	6,10	4T14 => A = 6,16	60
	Appuis			7,12	5T14 => A = 7,70	70

VI.1.3 Ferrailage des poteaux

VI.1.3.1 Ferrailage réglementaire

VI.1.3.1.1 Recommandation du [RPA99/V2003]

1- Les armatures longitudinales : [Article 7.4.2.1]

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8% en zone II a.

- Leur pourcentage maximale sera de : $\begin{cases} 4\% \text{ en zone courante.} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement.} \end{cases}$

Le diamètre minimum est de 12mm.

La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ en zone II-a.

La distance entre les barres verticales ne doit pas dépasser : 25 cm en zone II-a.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique).

Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales :

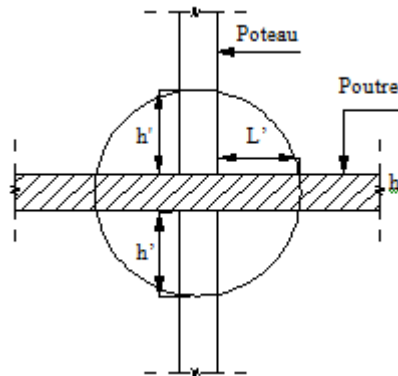


Figure 51: La zone nodale.

$$\begin{cases} L' = 2 \times h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right) \end{cases}$$

Avec

h: la hauteur de la poutre;

b et a : section d'un poteau;

h_e : la hauteur libre entre deux étages.

VI.1.3.1.2 Règlement [BAEL91/Article A.8.1.21]

La section A_1 des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$\begin{cases} A_1 \geq 4\text{cm}^2 \text{ par mètre de périmètre} \\ 0,2\% \leq A_1 \leq 5\% B \end{cases} \Rightarrow \text{Pour une section entièrement comprimée.}$$

$$A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} B \text{ pour une section entièrement tendue.}$$

Pour les sections rectangulaires, la distance maximale c de deux barres voisines doit respecter la condition suivante : $c \leq \min(b+10\text{cm}; 40\text{cm})$ avec : b étant la petite côté du rectangle.

1. Les armatures transversales

Conditions de RPA99 version 2003

Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{\delta_t} \geq$

$$\frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec

T_u : Effort tranchant;

a : Hauteur totale de la section brute;

f_e : Limite élastique des armatures transversales et

ρ_a : Coefficient dépend de l'élanement géométrique λ_g .

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \quad \text{avec : } \lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

δ_t : Espacement entre les armatures transversales;

Dans la zone nodale : $\delta_t \leq \min (10\phi_1; 15 \text{ cm}) \dots \dots \dots$ (Zone II-a).

Dans la zone courante : $\delta_t \leq 15\phi_1 \dots \dots \dots$ (Zone II-a).

Section minimale des armatures transversales:

$$\frac{A_t}{\delta_t \times b} \text{ en \% est donnée comme suit}$$

Si

$$\left\{ \begin{array}{l} 3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow \text{Interpolation des valeurs limites précédentes} \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\% \\ \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,4\% \end{array} \right.$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

Avec:

a et b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : Longueur du flambement.

Conditions de [BAEL91] : [BAEL91/A.8.1.3]

Le diamètre des armatures transversales doit être : $\varphi_t \leq \frac{1}{3} \varphi_{lmax}$

L'espacement des armatures transversales a pour valeur : $\delta_t = \min(15\varphi_{lmin}; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm})$

Avec :

b : La plus petite dimension de la section transversale du poteau.

φ_{lmin} :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.

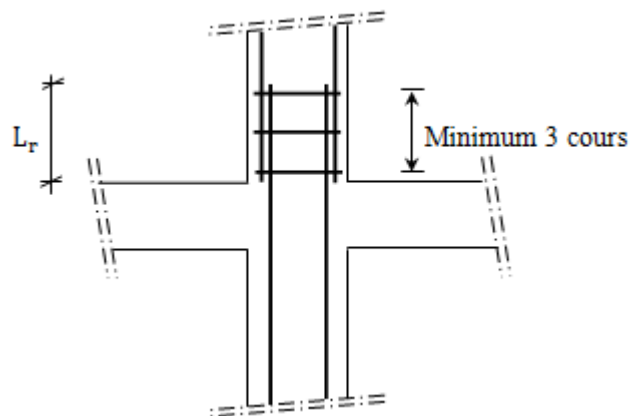


Figure 52:Les armatures transversales dans la zone de recouvrement.

Calcul de ferrailage avec le SOCOTEC

poteau 70 - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire : poteau 70
 Nom du fichier : poteau 70

Dessin Géométrie Type
 Dessin Géométrie Saisie

Matériaux
 Contrainte béton : $f_{c,j}$ 25 MPa Coeff. acier/béton n 15
 Limite élast. acier : f_e 500 MPa

Calcul aux ELU Effort normal : N_u -115,1 kN
 Moment fléchissant M_u 60,4 kN*m
 Calcul aux ELS Effort ... : N_s kN
 Moment ... : M_s kN*m

Coefficients
 durée chargement : θ 1
 sécurité du béton : γ_b 1,5
 sécurité de l'acier : γ_s 1,15

Sections d'armatures
 supérieures : cm2
 inférieures : cm2

Convention signes
 N > 0 : compression
 M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration
 peu préjudiciable
 préjudiciable
 très préjudiciable

Type d'armature
 rond lisse
 barre HA
 barre HA

Géométrie
 Largeur : b 0,7 m
 Hauteur : h 0,7 m
 Pos. cdg armatures sup. : d' 0,07 m
 Pos. cdg armatures inf. : c 0,07 m

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Résultats aux ELU : Sections d'armatures
 supérieures : 0 cm2
 inférieures : 3,68 cm2
 Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,01$ m

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées	limites
béton fibre supérieure :	MPa	MPa
armatures supérieures :	MPa	MPa
armatures inférieures :	MPa	MPa
béton fibre inférieure :	MPa	MPa

Hypothèses **Saisie** Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire : poteau 70
 Nom du fichier : poteau 60

Dessin Géométrie Type
 Dessin Géométrie Saisie

Matériaux
 Contrainte béton : f_{cj} 25 MPa Coeff. acier/béton n 15
 Limite élast. acier : f_e 400 MPa

Calcul aux ELU
 Effort normal : N_u -64,68 kN
 Moment fléchissant M_u 29,7 kN*m

Calcul aux ELS
 Effort .. : N_s kN
 Moment .. : M_s kN*m

Coefficients
 durée chargement : θ 1
 sécurité du béton : γ_b 1,5
 sécurité de l'acier : γ_s 1,15

Sections d'armatures
 supérieures : cm2
 inférieures : cm2

Convention signes
 N > 0 : compression
 M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration
 peu préjudiciable
 préjudiciable
 très préjudiciable

Type d'armature
 rond lisse
 barre HA
 barre HA

Géométrie
 Largeur : b 0,7 m
 Hauteur : h 0,7 m
 Pos. cdg armatures sup. : d' 0,07 m
 Pos. cdg armatures inf. : c 0,07 m

Hypothèses Saisie Dessin **Résultats** Aperçu

Résultats aux ELU : Sections d'armatures
 supérieures : 0 cm2
 inférieures : 2,39 cm2
 Position de l'axe neutre : $y_0 = 0$ m

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées		limites
béton fibre supérieure :	0,59 MPa	<	15 MPa
armatures supérieures :	MPa		MPa
armatures inférieures :	-142,5 MPa	<	400 MPa
béton fibre inférieure :	0 MPa	<	15 MPa

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,04$ m

Hypothèses | Saisie | Dessin | Résultats | Aperçu

Nom d'affaire : poteau 60
 Nom du fichier : poteau 60

Dessin Géométrie Type
 Dessin Géométrie Saisie

Matériaux
 Contrainte béton : f_{cj} 25 MPa Coeff. acier/béton n 15
 Limite élast. acier : f_e 400 MPa

Calcul aux ELU
 Effort normal : N_u -297.4 kN
 Moment fléchissant M_u 31.23 kN*m

Calcul aux ELS
 Effort ... : N_s kN
 Moment ... : M_s kN*m

Coefficients
 durée chargement : θ 1
 sécurité du béton : γ_b 1.5
 sécurité de l'acier : γ_s 1.15

Sections d'armatures
 supérieures : cm2
 inférieures : cm2

Convention signes
 N > 0 : compression
 M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration
 peu préjudiciable
 préjudiciable
 très préjudiciable

Type d'armature
 rond lisse
 barre HA
 barre HA

Géométrie
 Largeur : b 0.6 m
 Hauteur : h 0.6 m
 Pos. cdg armatures sup. : d' 0.06 m
 Pos. cdg armatures inf. : c 0.06 m

Hypothèses | Saisie | Dessin | Résultats | Aperçu

Résultats aux ELU : Sections d'armatures
 supérieures : 2.4 cm2
 inférieures : 6.15 cm2
 Section entièrement tendue.

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées	limites
béton fibre supérieure :	MPa	MPa
armatures supérieures :	MPa	MPa
armatures inférieures :	MPa	MPa
béton fibre inférieure :	MPa	MPa

Hypothèses | Saisie | Dessin | Résultats | Aperçu

Nom d'affaire : poteau 60 G+Q+E
 Nom du fichier : poteau 60 GQE

Dessin Géométrie Type
 Dessin Géométrie Saisie

Matériaux
 Contrainte béton : f_{cj} 25 MPa Coeff. acier/béton n 15
 Limite élast. acier : f_e 400 MPa

Géométrie
 Largeur : b 0,6 m
 Hauteur : h 0,6 m
 Pos. cdg armatures sup. : d' 0,06 m
 Pos. cdg armatures inf. : c 0,06 m

Calcul aux ELU
 Effort normal : N_u -49,29 kN
 Moment fléchissant : M_u 26,21 kN*m

Calcul aux ELS
 Effort ... : N_s -20,12 kN
 Moment ... : M_s 10,7 kN*m

Coefficients
 durée chargement : θ 1
 sécurité du béton : γ_b 1,5
 sécurité de l'acier : γ_s 1,15

Sections d'armatures
 supérieures : 0 cm²
 inférieures : 2,19 cm²

Convention signes
 N > 0 : compression
 M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration
 peu préjudiciable
 préjudiciable
 très préjudiciable

Type d'armature
 rond lisse
 barre HA
 barre HA

Hypothèses | Saisie | Dessin | Résultats | Aperçu

Résultats aux ELU : Sections d'armatures
 supérieures : 0 cm²
 inférieures : 2,19 cm²
 Position de l'axe neutre : $y_0 = 0$ m

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées	limites
béton fibre supérieure :	0,85 MPa	15 MPa
armatures supérieures :	MPa	MPa
armatures inférieures :	-143,2 MPa	400 MPa
béton fibre inférieure :	0 MPa	15 MPa

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,04$ m

Hypothèses | Saisie | Dessin | Résultats | Aperçu

Nom d'affaire : poteau 50
 Nom du fichier : poteau 50

Dessin Géométrie Type
 Dessin Géométrie Saisie

Matériaux
 Contrainte béton : f_{cj} 25 MPa Coeff. acier/béton n 15
 Limite élast. acier : f_g 400 MPa

Géométrie
 Largeur : b 0,5 m
 Hauteur : h 0,5 m
 Pos. cdg armatures sup. : d' 0,05 m
 Pos. cdg armatures inf. : c 0,05 m

Calcul aux ELU
 Effort normal : Nu -42,28 kN
 Moment fléchissant Mu 229,7 kN*m

Calcul aux ELS
 Effort .. : Ns 17,26 kN
 Moment .. : Ms 93,76 kN*m

Coefficients
 durée chargement : θ 1
 sécurité du béton : γ_b 1,5
 sécurité de l'acier : γ_s 1,15

Sections d'armatures
 supérieures : 0 cm²
 inférieures : 16,7 cm²

Convention signes
 N > 0 : compression
 M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration
 peu préjudiciable
 préjudiciable
 très préjudiciable

Type d'armature
 rond lisse
 barre HA
 barre HA

Hypothèses | Saisie | Dessin | Résultats | Aperçu

Résultats aux ELU : Sections d'armatures
 supérieures : 0 cm²
 inférieures : 16,7 cm²
 Position de l'axe neutre : y0 = 0,09 m

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées	limites
béton fibre supérieure :	5,74 MPa	15 MPa
armatures supérieures :	MPa	MPa
armatures inférieures :	-138 MPa	400 MPa
béton fibre inférieure :	0 MPa	15 MPa

Position de l'axe neutre : y0 = 0,17 m

Hypothèses | Saisie | Dessin | Résultats | Aperçu

Résultats aux ELU : Sections d'armatures

supérieures : cm²

inférieures : cm²

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,01$ m

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées		limites
béton fibre supérieure :	<input type="text" value="1,29"/> MPa	<	<input type="text" value="15"/> MPa
armatures supérieures :	<input type="text"/> MPa		<input type="text"/> MPa
armatures inférieures :	<input type="text" value="-67,3"/> MPa	<	<input type="text" value="400"/> MPa
béton fibre inférieure :	<input type="text" value="0"/> MPa	<	<input type="text" value="15"/> MPa

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,09$ m

Hypothèses | Saisie | Dessin | Résultats | Aperçu

Nom d'affaire : Dessin Géométrie Type
 Dessin Géométrie Saisie

Nom du fichier :

Matériaux

Contrainte béton : f_{cj} MPa Coeff. acier/béton n

Limite élast. acier : f_g MPa

Géométrie

Largeur : m

Hauteur : m

Pos. cdg armatures sup. : d' m

Pos. cdg armatures inf. : c m

Calcul aux ELU

Effort normal : N_u kN

Moment fléchissant : M_u kN*m

Coefficients

durée chargement : θ

sécurité du béton : γ_b

sécurité de l'acier : γ_s

Calcul aux ELS

Effort .. : N_s kN

Moment .. : M_s kN*m

Sections d'armatures

supérieures : cm²

inférieures : cm²

Convention signes
N > 0 : compression
M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration
 peu préjudiciable
 préjudiciable
 très préjudiciable

Type d'armature
 rond lisse
 barre HA
 barre HA

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire : poteau 40
 Nom du fichier : poteau 40

Dessin Géométrie Type
 Dessin Géométrie Saisie

Matériaux
 Contrainte béton : f_{cj} 25 MPa Coeff. acier/béton n 15
 Limite élast. acier : f_e 400 MPa

Calcul aux ELU
 Effort normal : N_u 15,6 kN
 Moment fléchissant M_u 8,27 kN*m

Calcul aux ELS
 Effort .. : N_s 6,37 kN
 Moment .. : M_s 3,38 kN*m

Coefficients
 durée chargement : θ 1
 sécurité du béton : γ_b 1,5
 sécurité de l'acier : γ_s 1,15

Sections d'armatures
 supérieures : 0 cm²
 inférieures : 0,42 cm²

Convention signes
 N > 0 : compression
 M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration
 peu préjudiciable
 préjudiciable
 très préjudiciable

Type d'armature
 rond lisse
 barre HA
 barre HA

Géométrie
 Largeur : b 0,4 m
 Hauteur : h 0,4 m
 Pos. cdg armatures sup. : d' 0,04 m
 Pos. cdg armatures inf. : c 0,04 m

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Résultats aux ELU : Sections d'armatures
 supérieures : 0 cm²
 inférieures : 0,42 cm²
 Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,01$ m

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées	limites
béton fibre supérieure :	1,43 MPa <	15 MPa
armatures supérieures :	MPa	MPa
armatures inférieures :	-152,6 MPa <	400 MPa
béton fibre inférieure :	0 MPa <	15 MPa

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,04$ m

Armatures minimales

Selon le BAEL91 : $A_{min} \geq \max \left[0,2 \times \frac{b \times h}{100} ; 8 \times \frac{b+h}{100} \right]$

Selon le RPA : $0,8\% B = 0,008 \times B$

$B = b \times h$

Tableau 3: Tableau récapitulatif des armatures selon le BAEL et le RPA/V2003.

Types	Sections [cm ²]	b [cm]	h [cm]	A _{ARPA} [cm ²]	A _{BAEL} [cm ²]
1	70x70	70	70	39.2	11.2
2	60x60	60	60	28.8	9.6
3	50x50	50	50	20	8
4	45x45	45	45	16.2	7.2
5	40x40	40	40	12.8	6.4

Diamètre des armatures transversales

$$\phi_1 \geq \frac{\phi_{Lmax}}{3} = 0,67 \text{ cm}$$

Donc on prendra $\phi_1 = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235.

Espacement des armatures transversales**Suivant les règles BAEL 91**

$$\delta_t = \min(15\phi_{1min}, 40 \text{ cm}, b + 10 \text{ cm}) = 21 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

D'après les règles RPA 99/V2003 : (zone II-a)

$$\text{Dans la zone nodale : } \delta_t \leq \min(10\phi_1; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Dans la zone courante : } \delta_t \leq 15\phi_1 = 24 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

Armatures transversales minimales

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{350}{70} = 5$$

$$3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow A_{min} = 0,0058\% \times b \times \delta_t = 3,48 \text{ cm}^2$$

Détermination de la zone nodale

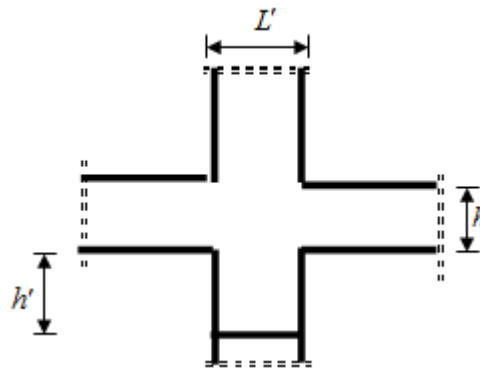


Figure 53:La zone nodale.

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres

$$L' = 2 \times h = 100 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right) = 83. \text{ cm}$$

Longueur de recouvrement : $L_r = 40\phi_{l_{\max}}$

Tableau 4:Tableau récapitulatif de toutes les armatures

Sections [cm ²]	A _{cal} [cm ²]	A _{RPA} [cm ²]	Choix	A [cm ²] adopté	Recouvrement
70x70	3.68	39.2	12T20+4T16	45.72	80
60x60	2.19	28.8	10T20+8T16	47.48	80
50x50	5.47	20	4T20+8T16	28.64	80
45x45	1.84	16.2	12T16	24.12	70
40x40	1.43	12.8	2T16+8T14	16.33	70

Chapitre VII : Etude des voiles

VII- Etude des voiles :

VII- 1-Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé où 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) ainsi que les forces due aux charges verticales grâce à leurs rigidités importantes.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

*Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.

*Effort normal due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Dans notre structure, on distingue trois types de voiles :

- Voile de contreventement.
- Voile périphérique du sous-sol.

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement

parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

VII- 2-Ferrailage des voiles de contreventement :

Selon l'article (7.7.4 de RPA99 version2003), le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.-2.41 " CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites :

*Satisfaction des conditions de dimensionnement fixées en [RPA99/7.7.1].

*Les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales.

Pour notre structure, les deux conditions précédentes sont satisfaites.

Les sollicitations de calcul seront calculées sous les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{aligned}
 & - 1.35G + 1.5Q \\
 & - G \pm Q \pm E \qquad \qquad \qquad \text{[RPA99/2003/V.5.2]} \\
 & - 0.8G \pm E
 \end{aligned}$$

Les voiles sont sollicités suivant deux sens, ils seront calculés en flexion composée avec effort tranchant [RPA99/2003/7.7.4].

Description relative aux armatures des voiles :

Pour la section des voiles en flexion composée, on procédera de la manière suivante :

1-Détermination des sollicitations suivant le sens considéré.

2-Détermination de la nature de la section.

En flexion composée trois cas peuvent se présenter suivant la position de l'axe neutre qui peut passer soit entre les armatures, soit en dehors des armatures.

*Soit entièrement tendue.

*Soit partiellement comprimée.

*Soit entièrement comprimée.

Tout en admettant que :

- $N < 0$ est un effort de compression.
- $N > 0$ est un effort de traction.

VII- 2-1-Disposition constructives des armatures :

On devra disposer les ferraillements suivants [RPA99/2003/7.7.4] :

- Les armatures verticales.
- Les armatures horizontales.

Les armatures verticales :

Condition du RPA99 (version 2003/7.7.4.1) :

Le ferraillement vertical sera disposé de tel sort qu'il prendra les contraintes de flexion composée.

L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de **0.20%** de la section horizontale du béton tendu.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de **(1/10)** de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à **15 cm**.

Les barres verticales de ces derniers doivent être munies des crochets (jonction de recouvrement).

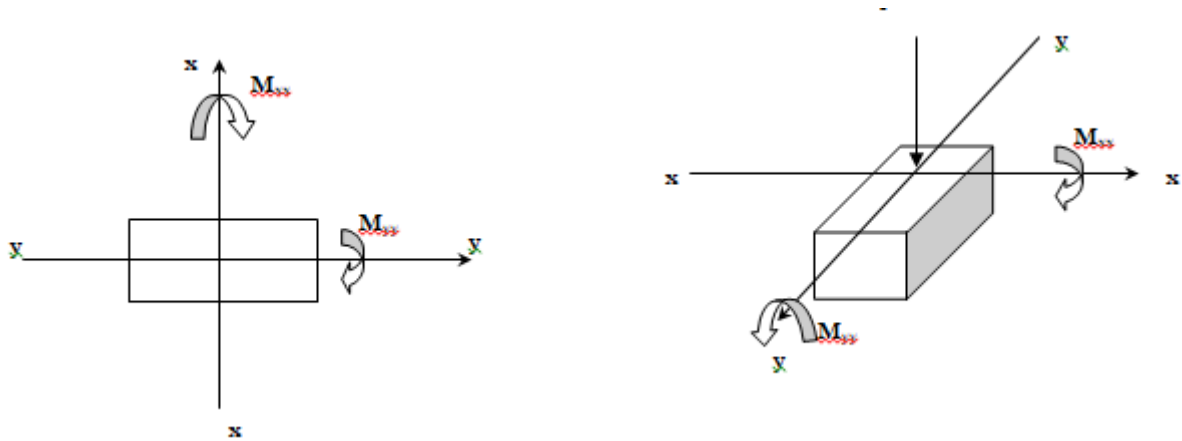


Figure 54: Sollicitations de calcul d'un voile

Sens x-x :

Nz, Mx : section des armatures verticales à l'extrémité du voile.

Sens y-y:

NZ, MY : section des armatures verticales parallèle au parement du voile.

A chacune des extrémités du voile $AV \geq 4HA10$.

En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parents du voile) :

$$A1 = [(L - 2a)] \times 0.10\%.$$

$$A2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2AV.$$

$$A'V = \max (A1; A2).$$

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 : $A_{\min} = 0,15\% \cdot h \cdot b$
 - En zone courant : $A_{\min} = 0,10\% \cdot h \cdot b$
- (RPA99/ version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $\delta \leq \min(1,5 \cdot e; 30cm)$ —> en zone courante.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au m^2 .

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 $L/10$ de l'épaisseur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm.

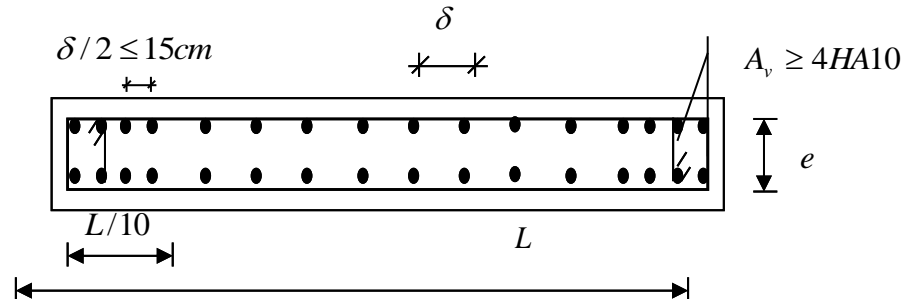


Figure 55:Disposition des armatures verticales dans les voiles

Les armatures horizontales :

1-Disposition des armatures :

Les armatures horizontales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendré par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochet à 135° ayant une largeur de 10Φ .

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à 90° au niveau de la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

2-Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales est :

*Globalement dans la section du voile égale à 0.15%.

*En zone courante égale à 0.10%.

*L'espacement des barres horizontales et verticales S_t est $S_t \leq (1.5e, 30cm)$.

*Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins quatre épingle au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

3-Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sous l'action des différentes combinaisons est possible.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible de charges.

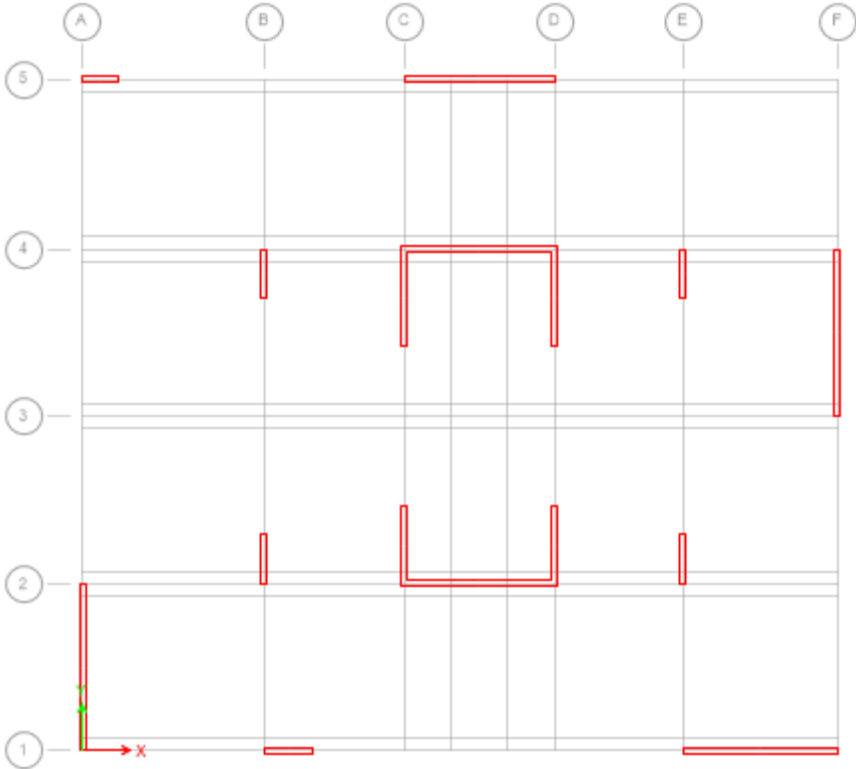
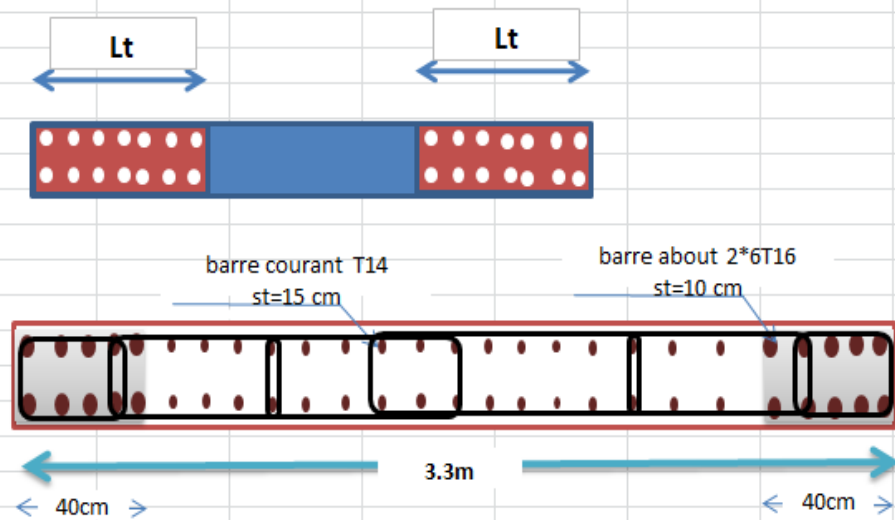


Figure 56:disposition des voiles

VOILE	VY1	Vy2
N S	SPC	SPC
L(m)	0,98	5,6
b(m)	0,25	0,25
I(m ⁴)	0,0196082	3,65866667
S(m ²)	0,245	1,4
Y(m)	0,49	2,8
M(KN.m)	3151,9	2151,9
N(KN)	1126,67	1100,67
σ _b (KN/m ²)	-74166,03	-860,669388
σ _a (KN/m ²)	83363,334	2433,0551
Lt(m)	0,4613915	1,46331261
T(KN)	4277,4468	157,428546
AS cal (cm ²)	122,9766	4,52607069
AS rpa (cm ²)	2,3069575	7,31656304
A min(cm ²)	3,675	21
Avmax(cm ²)	122,9766	21
Av max(ML/lit)	133,26708	7,17550026
Av /lit	130,60174	40,1828015
barre courant	10T14	T14
barre about	2*6T12	2*6T16
St courant (cm)	15cm	15
Stabout (cm)	8cm	10



VII- 4-Ferrailages des linteaux :

Les linteaux sont des éléments qui constituent les voiles à ouvertures, leur rôle est de lier les trumeaux.

Cette liaison se traduit par des encastremets en leurs extrémités sur les trumeaux.

Les linteaux doivent résister à l’effort qui les sollicite et travaillent surtout au cisaillement engendré par les efforts horizontaux.

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l).
- Des aciers transversaux (A_t).
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c).

Les armatures longitudinales AL :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

Si : $\tau_b = V / b_0 \times d \leq 0,06 \times f_{c28}$

Avec :

$z = h - 2d' = 0,8 h$ (distance d'encrage).

h : hauteur totale du linteau.

b_0 = épaisseur du linteau.

V : effort tranchant max ($V = 1,4 \times V_u$ cal).

d' : distance d'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant ($\bar{V} = 1.4 V_{u \text{ calcul}}$)

F_e : contrainte limite élastique d'acier.

1. Si : $\tau_b > 0,06 f_{c28}$

2. **Les armatures transversales (cadre A_t) :**

$A_t \geq 0,15\% \times b \times s$ si: $\tau_b \leq 0,025 \times f_{c28}$

$A_t \geq 0,25\% \times b \times s$ si: $\tau_b > 0,025 \times f_{c28}$

Les armatures diagonales AD:

Ils sont obligatoires si : $\tau_b > 0,06 \times f_{c28}$

$AD = V / (2 \times f_e \times \sin \alpha)$

$\tan \alpha = h - 2d' / L$

Le ferrailage minimal :

$A_{min} = 0,15.b.h$

Ferrailage en partie courante (armatures de peau A_c)

$A_c = 0,20\% \times b \times h$

Ferrailage transversal et espacement des cadres :

1^{er} cas : linteaux longs ($\lambda_g = \frac{1}{h} > 1$)

On a :

$$s = \frac{A_t \cdot f_e \cdot 0,8h}{\bar{V}}$$

Avec :

s = espacement des cours d'armatures transversales.

A_t = section d'un cours d'armatures transversales

$z = h - 2d'$

V = effort tranchant dans la section considérée

l = portée du linteau

2^{eme} sous cas : linteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

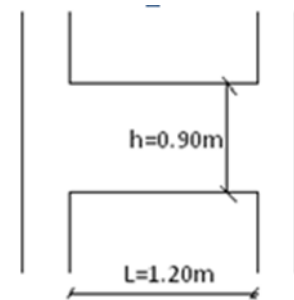


Figure 57: linteau le plus défavorable

On doit avoir : $S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot l}{V + A_t f_e}$

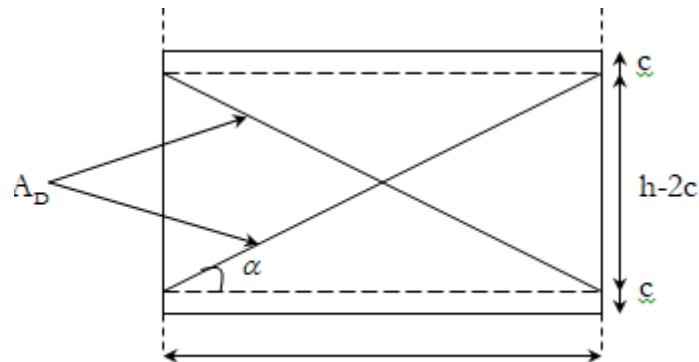


Figure 58: Armatures diagonales des linteaux

Avec :

$$V = \min (V_1, V_2)$$

$$V_2 = 2V_u \text{ Calcul}$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

M_{ci}, M_{cj} : moments « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} et calculés par : $M_c = A_l \cdot f_e \cdot z$

Avec : $z = h - 2d'$

2 eme cas : $\tau_b < 0,06 \times f_c 28$

$\tau_b > 0,06 \times f_c 28$

1.11 MPa < 0.06 × 25 = 1.5 MPa donc $A_D = 0 \text{ cm}$

VII-5-Etude des voiles périphériques :

Selon le R.P.A 99/version2003 article 10.1.2, Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

-Epaisseur $\geq 15 \text{ cm}$.

-Les armatures sont constituées de deux nappes.

-Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical).

-Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Détermination des sollicitations :

calcul de l'effort N :

$$P_{pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_b = 1 \times h \times e = 1 \times 2.64 \times 0.25 = 0.66 \text{ m}^3$$

$$P_{pr} = 2500 \times 0.66 = 1650 \text{ Kg}$$

Etat limite ultime (ELU) :

$$N = 1.35 \times 1650 = 2227.5 \text{ daN}$$

Etat limite de service (ELS) :

$$N = P_{pr} = 2227.5 \text{ daN}$$

Calcul de la poussée des terres :

$$q = K_p \cdot \gamma \cdot h$$

Avec :

K_p : coefficient de poussée

K_q : coefficient dû aux surcharges

h : hauteur du voile

γ : Masse volumique des terres

K_p : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

Avec : $\delta = \frac{2}{3} \varphi$; $\varphi = 35^\circ$ (δ : frottement mur / sol)

$$\gamma = 1700 \text{ Kg/m}^3$$

$$K_p = 0,247.$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_0 = 0$$

$$\sigma_{3,06} = 0,247 \times 17 \times 2.64 = 11.09 \text{ KN/m}^2$$

On va considérer le voile une dalle qui s'appuie sur 4 coté avec une charge uniformément répartie q .

$$q = 11.09 + 0 / 2 = 5.54 \text{ KN/m}^2$$

Combinaison fondamentales:**Etat limite ultime (ELU) :**

$$q_u = 1,35 \times 554 = 747.9 \text{ KN/m}^2$$

pour une bande de 1m de largeur:

$$q_u = q_u \times 1 = 747.9 \text{ daN/mL}$$

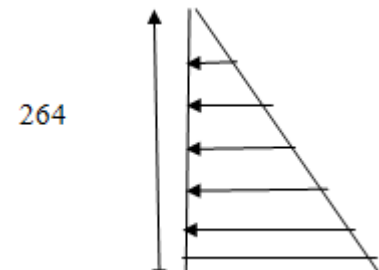


Figure 59: contrainte du voile

Etat limite de service (ELS) :

$$q_s = 554 \text{ kN.m}$$

pour une bande de 1m de largeur:

$$q_s = q_s \times 1 = 554 \text{ daN/mL}$$

Calcul des sollicitations :**Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_y(u) = \mu_y(u) \times M_x(u) \text{ suivant la direction } L_x$$

$$M_x(u) = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \text{ suivant la direction } L_y$$

Etat limite de service (ELS) :

$$M_y(s) = \mu_y(s) \times M_x(s) \text{ suivant la direction } L_y$$

$$M_x(u) = \mu_x(s) \times q_s \times L_x^2 \text{ suivant la direction } L_x$$

$$P = L_x / L_y = 264 / 560 = 0.5$$

$$P = 0.50 > 0.4 \longrightarrow \text{la dalle porte suivant les deux sens}$$

Calcul des moments :

$$M_x = \mu_x \times q \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Etat limite ultime (ELU) :

$$\mu_x(u) = 0.0951 M_x(u) = 0.0951 \times 753.3 \times 2.64^2 = 499.29 \text{ daN.m}$$

$$\mu_y(u) = 0.2500 M_y(u) = 0.2500 \times 542.6 = 126.73 \text{ daN.m}$$

Etat limite de service (ELS) :

$$\mu_x(s) = 0.0987 M_x(s) = 0.0987 \times 558 \times 2.64^2 = 383.85 \text{ daN.m}$$

$$\mu_y(s) = 0.3758 M_x(s) = 0.3758 \times 383.85 = 144.25 \text{ daN.m}$$

Tableau VII-12 : Tableau récapitulatif des sollicitations

Combinaison	Sens x-x		Sens y-y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Ma(daN.m)	-152.07	-116.9	-63.4	-73.22
Mt(daN.m)	380.16	292.26	95.05	124.4

Calcul des ferrailages :**Enrobage :**

Fissuration préjudiciable $\longrightarrow a = 2 \text{ cm}$

$$C_x = a + \phi / 2$$

$$C_y = a + \phi + \phi / 2$$

$$\phi_{\max} \leq h_0 / 10 = 20 / 10 = 2 \text{ cm}$$

En prend : $\phi = 1 \text{ cm}$

Donc :

$$C_x = a + 1 / 2 = 2.5 \text{ cm}$$

$$C_y = a + 1 + 1 / 2 = 3.5 \text{ cm}$$

$$d_x = h_0 - c_x = 17.5 \text{ cm}$$

$$d_y = h_0 - c_y = 16.5 \text{ cm}$$

Le ferrailage en appui et en travée est le même en va prendre le moment maximal (moment en travée)

Sens x-x :

Etat limite ultime(ELU) :

$$M_{tx}(u) = 380.16 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = M_{tx}(u) / \sigma_b \times d \times d_x^2$$

$$\mu = 3801.6 / 14.2 \times 100 \times 17.5^2$$

$$\mu = 0.0087 < \mu_{AB} = 0.186 \longrightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0109$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.995$$

Determination des armatures :

$$A_{tx} = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{3801.6}{348 \times 0.995 \times 17.5} = 1.63 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400).

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A_t = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1.60 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

Espacement maximal des armatures :

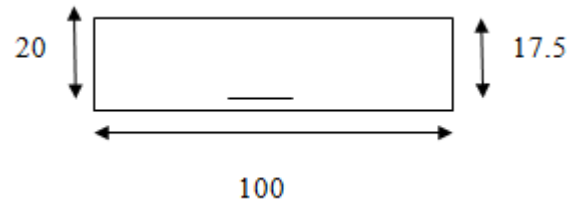


Figure 60: section de calcul en travée x-x

L'écartement des armatures : $\delta \leq \min(3h_d : 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Choix des armatures :

5T10/mL \longrightarrow $A = 3.93\text{cm}^2$ ($e=20\text{cm}$)

Etat limite de service (ELS) :

$M_{tx}(s) = 292.26 \text{ daN.m}$

$$D = \frac{15.A}{B} = \frac{15 \times 3.93}{100} = 0.58$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.58 \times 16.5 = 20.3$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.58 + \sqrt{0.58^2 + 20.3} = 3.96\text{cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 3.96^3}{3} + 15 \times 3.93 :$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{2922.6}{12877.37} = 0.227$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0.227 \times 3.96 = 0.89\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 0.157 \times (16.5 - 3.96) = 46.1\text{MPa}$$

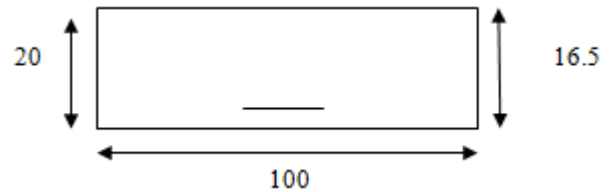


Figure 61: section de calcul en travée y-y

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min(2/3.f_e; 150\eta) = \min(2/3.400; 150 \times 1.6) = 240\text{MPa}$$

$$\sigma_b = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$\sigma_b < \sigma_b$ } \longrightarrow les armatures calculées a l'ELU seront maintenues
 $\sigma_s < \sigma_s$ }

Sens y-y :

Etat limite ultime(ELU) :

$M_{ty}(u) = 95.05\text{daN.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = M_{ty}(u) / \sigma_b \times d \times dy^2$$

$\mu = 0.003 < \mu_{AB} = 0.186 \longrightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l.$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,004$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,998$$

Determination des armatures :

$$A_{tx} = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{950.5}{348 \times 0,998 \times 16.5} = 0,16 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400).

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A_t = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1.60 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

Espacement maximal des armatures :

$$L' \text{ écartement des armatures : } \delta \leq \min (3hd : 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Choix des armatures :

$$5T10/\text{mL} \longrightarrow A = 3.93 \text{ (e=20cm)}$$

Etat limite de service (ELS) :

$$M_{ty}^{(s)} = 124.4 \text{ daN.m}$$

$$D = \frac{15.A}{B} = \frac{15 \times 3.93}{100} = 0.58$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.58 \times 16.5 = 19.14$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.58 + \sqrt{0.58^2 + 19.14} = 3.83 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 3.83^3}{3} + 15 \times 3.93 \times (16.5 - 3.83)^2 = 11335.9 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{1244}{11335.9} = 0.11$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0.11 \times 3.83 = 0.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 0.11 \times (16.5 - 3.83) = 20.9 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min (2/3.f_e; 150\eta) = \min (2/3 \times 400; 150 \times 1.6) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.6 f_{ct} = 12 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \sigma_b \\ \sigma_s < \sigma_s \end{array} \right\} \longrightarrow \text{les armatures calculées à l'ELU seront maintenues}$$

Donc :

Le ferrailage sera deux nappes, T10 espacés de 15cm.

Pour le ferrailage horizontal (répartition) on adopte deux nappes de T10 espacés de 20 cm.

Chapitre VIII : étude de l'infrastructure

VIII. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales. Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VIII.1 Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants : -La capacité portante du sol. -Les Charges transmises au sol. -La distance entre axes des poteaux. -La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie les fondations en allant de la plus simple (semelles isolées, les semelles filantes et le radier général). -Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1.5 bar à une profondeur de 2 m.

VIII.2 Combinaisons d'actions

D'après le RPA99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G+Q\pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

Vérification du radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol (présence d'eau dans le sol).
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

On opte pour un radier nervuré afin d'augmenter sa rigidité

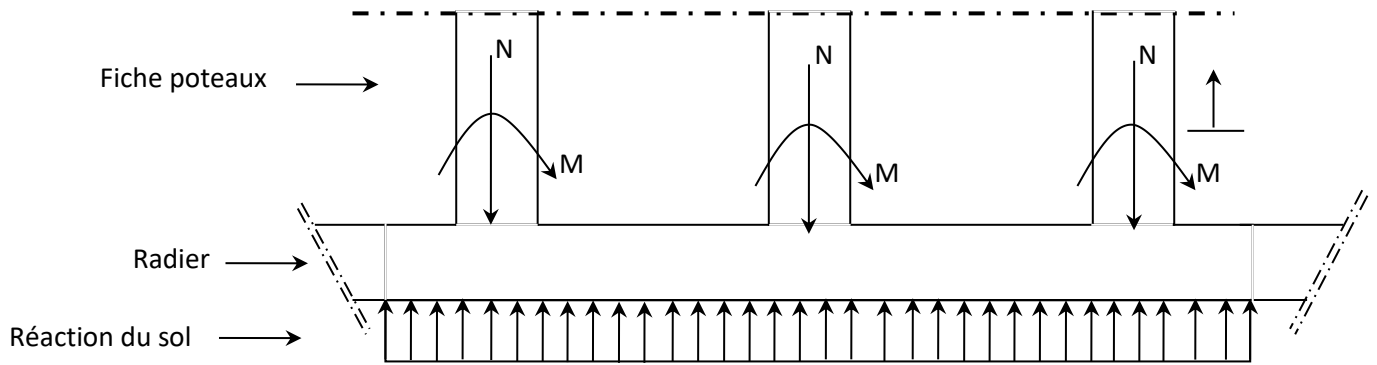


Figure 62:schéma de radier

3.1. Pré dimensionnement

➤ Hauteur du radier

Le pré- dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hanteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportées par l'effet de sous- pression , cette hanteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- 1- Condition forfaitaire ;
- 2- Condition de rigidité ;
- 3- Condition de non cisaillement ;
- 4- Condition de non poinçonnent.

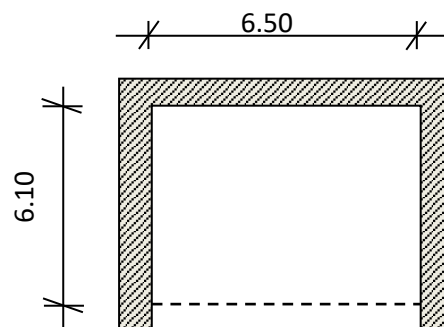


Figure 63:Dimensions du panneau de dalle le plus sollicité

b) La condition de raideur (rigidité)

Pour un radier rigide, il faut que : $L_{max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$ (1)

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}} : l_e \text{ :est la longueur élastique(2)}$$

E : Module de Young.

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1 ml.

K : coefficient de radier du sol.

1) Condition forfaitaire :

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec :

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L=6.5$$

$\Rightarrow 0.81m \leq h \leq 1.3m$ **Condition de rigidité :**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

L_e : longueur élastique donnée par :

$$L_e = 4 \sqrt{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ;

Pour un sol de densité moyenne, $K=50MN/m^3$ [HENRY THONIER ; Conception et calcul des structures de bâtiment ; tableau de page 305).

E : module d'Young du béton ($E=3.10^4$ Mpa) ;

I : inertie du radier ($I = \frac{b \times h^3}{12}$) ;

B : largeur du radier.

Pour notre cas :

$$L=6.50m.$$

$$h \geq 3 \sqrt{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi} \right)^4}$$

$$h \geq 3 \sqrt{\frac{3 \times 50}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 6.5}{\pi} \right)^4} \Rightarrow h \geq 1.47m$$

1) Condition de non cisaillement : [BAEL91/A5.2,2]

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = 0.07 f_{c28} / \gamma_b = 1.17 \text{ Mpa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b \times 0.9h} \leq \overline{\tau}_u \quad [\text{BAEL91/A5.1,1}]$$

τ_u : Contrainte tangentielle ;

$\overline{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible ;

T^{\max} : Effort tranchant max.

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max})$$

On a $\frac{L_x}{L_y} = \frac{5.65}{6.45} = 0.88 \Rightarrow$ le panneau travaille suivant deux directions.

$$T_x = q \cdot \frac{l_x}{2} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \quad ; \quad T_y = q \cdot \frac{l_y}{2} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

Calcul q_u :

La surface du radier est de :

$$S = 9638 \text{ m}^2$$

Le poids de superstructure :

$$G = 78268.38 \text{ KN}$$

$$q^u = 1.35 \frac{G}{S} + 1.5Q$$

$$q^u = 1.35 \frac{78268.38}{9638} + 1.5 \times 5 = 117.13 \text{ KN/m}^2$$

$$T_x = 208.27 \text{ KN} \quad ; \quad T_y = 139.99 \text{ KN.}$$

$$T^{\max} = 208.27 \text{ KN.}$$

$$h \geq \frac{T^{\max}}{0.9 \times b \times \overline{\tau}_u} = 0.31 \text{ m} \Rightarrow h \geq 31 \text{ cm}$$

2) Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_c 28}{\gamma_b} \dots\dots\dots(1) \quad \text{avec :}$$

U_c : périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier ;

h : épaisseur du radier ;

N_u : charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.L.U.R.

Pour notre structure,

$N_{u \max} = 4059.88$ KN appliquée par un poteau de section carré (70x70) cm²

$$U_c = 2(a + b + 2h)$$

Avec :

$$a' = a + h$$

Donc :

$$U_c = 4(a + h) = 4(0.7 + h) = 2.8 + 4h$$

L'inégalité (1) devient :

$$2160h + 2400h^2 - 4059.88 \geq 0$$

$$\Rightarrow h > 0.93m$$

Remarque : Pour satisfaire les quatre conditions, soit $h = 100$ cm

- La hauteur des nervures : h_n

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{650}{10} = 65 \text{ cm}$$

On prendra $h_n = 65$ cm.

- Epaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{650}{20} = 32.5 \text{ cm}$$

On prendra $e = 40$ cm

b) Pré dimensionnement des poutres :

On distingue deux types de poutres apparentes :

- poutres principales ;
- Poutres secondaire.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0.3h \leq b_0 \leq 0.4h$$

$$b_1 \leq \frac{L_y - b_0}{2} \quad \text{et} \quad b_1 \leq \frac{L_x}{10}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$L_x = 610 \text{ cm} ; \quad L_y = 650 \text{ cm}$$

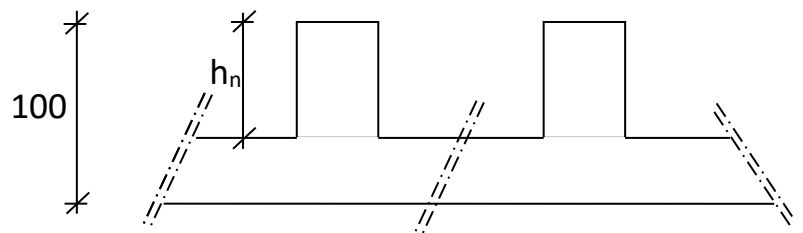


Figure 64: Dimension du radier

Tableau 1: Dimensions des poutres

	Poutres principales	Poutres secondaires
h (cm)	100	100
h ₀ (cm)	40	40
b ₀ (cm)	35	35
b ₁ (cm)	61	61
b (cm)	157	157

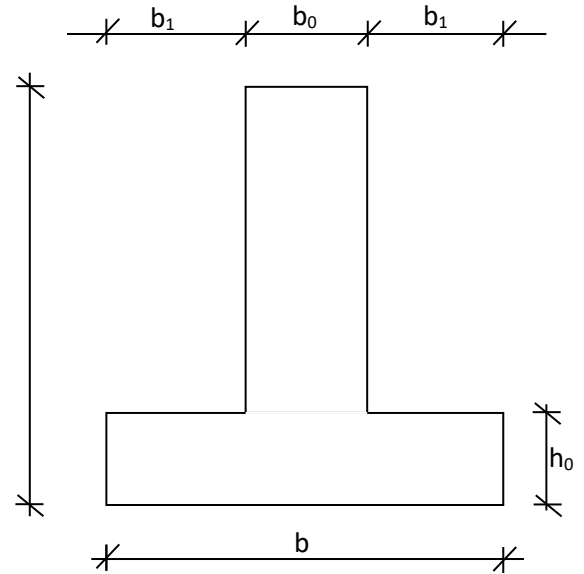


Figure 65:Section de calcul

2) Détermination des sollicitations :

a- Caractéristiques du radier :

h =100 cm ; e=40cm ; h_n=65cm

Surface du radier S=6938 m²

$$I_{xx} = 10822.50m^4$$

$$I_{yy} = 22699.49m^4$$

$$V_x = 12.60m$$

$$V_y = 11.25m$$

Avec :

V_x, V_y : abscisse du centre de gravité du radier et

I_{xx}, I_{yy} : inerties du radier ;

b- Calcul du poids du radier: Pr

Poids du radier sans poutres : $P_1 = S \cdot e \cdot \gamma_b$;

Poids des poutres principales : $P_p = L(h - h_0) \cdot b_0 \cdot \gamma_b$;

Poids des poutres secondaires : $P_s = L'(h - h_0) b_0 \cdot \gamma_b$

Poids du voile périphérique : $P_v = S \cdot e \cdot \gamma_b$;

Avec :

e : épaisseur du radier sans poutres ;

γ_b : Masse volumique du béton ;

L : Somme des longueurs de toutes les poutres principales

L' : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires ;

$$P_1 = 6938 \times 0.4 \times 25 = 69380 \text{ KN}$$

$$P_p = 3900 \times 0.35 \times 25 = 34125 \text{ KN}$$

$$P_s = 3600 \times 0.35 \times 25 = 31500 \text{ KN}$$

$$P_v = 6938 \times 0.20 \times 25 = 34690 \text{ KN}$$

$$\rightarrow P_r = P_1 + P_p + P_s + P_v = 169695 \text{ KN}$$

c- Surcharges d'exploitation : Q_r

$$Q_r = 2.5 \times S$$

$$Q_r = 2.5 \times 6938 \Rightarrow Q_r = 17345 \text{ KN}$$

d- Combinaisons d'actions :

❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$I) \text{ Situations durable et transitoire : } \underbrace{(1,35G + 1,5Q)}_{N_u^1} + \underbrace{(1,35Pr + 1,5Qr)}_{N_u^2}$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2$$

Avec :

N_u^1 : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le logiciel ETABS sous la combinaison ELUR.

$$N_u^1 = 58896.9 \text{ KN}$$

$$N_u = 58896.5 + 13670.38 \Rightarrow N_u = 72567.28 \text{ KN.}$$

$$M_x = -31626.5 \text{ KN.m}$$

$$M_y = -74294.7 \text{ KN.m}$$

Avec :

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 :

$$M_{X/G} = \sum (M_x + F_y \cdot (x_i - x_g))$$

$$M_{y/G} = \sum (M_y + F_y \cdot (y_i - y_g))$$

M_x , M_y et F_z sont donnés par le logiciel etabs;

x , y : abscisses du point d'application de F_z .

II) Situation accidentelle: $[(G + Q \pm E) + (Pr + Qr)]$ et $[(0,8G \pm E) + 0,8Pr]$

$$N_a = 68263 + 8489.76 + 1472.8 \Rightarrow N_a = 78225.56KN.$$

$$M_x = -43991.1KN.m$$

$$M_y = -103340.7KN.m.$$

❖ Etat limite service (E.L.S.) :

$$(G + Q) + (Pr + Qr)$$

$$N_s = 79823.08 + 8489.76 + 1472.2 = 89785.56KN.$$

$$M_x = -25418.9K.m$$

$$M_y = -59712.3KN.m$$

3) 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).

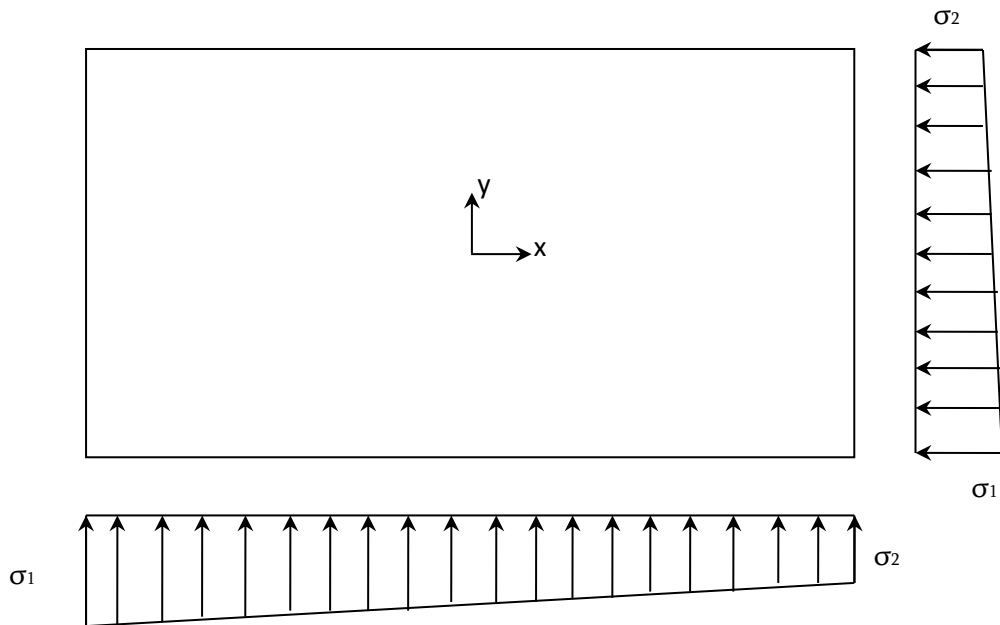


Figure 66: Schéma des contraintes du sol

1) Situation durable et transitoire :

❖ Etat limite ultime (E L U) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_u}{I_r} \cdot V$$

$$N_u = 58896.9 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$$

Suivant l'article de **RPA99/V2003** :

$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{sol}^u = 2 \cdot \bar{\sigma}_{sol} = 4 \text{ bars}$$

▪ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{72567.28}{6938} \pm \frac{31626.5}{10822.50} \cdot 12.5 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.60 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.60 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.60 \text{ bars}$$

▪ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{72567.28}{6938} \pm \frac{74294.7}{22699.49} \cdot 11.25 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.60 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.60 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.60 \text{ bars}$$

❖ Etat limite service (E L S) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_r} \pm \frac{M_s}{I_r} \cdot V$$

$$N_s = 48951.475 \text{ KN}$$

▪ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{89785.56}{6938} \pm \frac{25418.9}{10822.50} \cdot 12.6 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.82bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.82bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1.2} = \left[\frac{89785.56}{6938} \pm \frac{59712.3}{22699.49} \cdot 11.25 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.82bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.82bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,82bars$$

2) Situation accidentelle :

▪ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1.2} = \left[\frac{78225.56}{6938} \pm \frac{43991.1}{10822.50} \cdot 12.6 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.84bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.84bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1.2} = \left[\frac{78225.56}{6938} \pm \frac{103340.7}{22699.49} \cdot 11.25 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.84bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.84bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.84bars$$

Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$P \geq 1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z$$

Avec :

-P : Poids du bâtiment;

-S : Surface d'assise du bâtiment;

-Z : L'ancrage

$-\gamma$: Poids volumique de l'eau ($1t/m^3$).

Pour la structure étudiée : $P = 79823.08KN = 7982.308 t$

$$1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z = 1,5 \times 589.12 \times 1 \times 2.55 = 2253.38t$$

$$P = 7982,308t > 2253.38 \rightarrow CV$$

$P > 1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$ la structure est stable

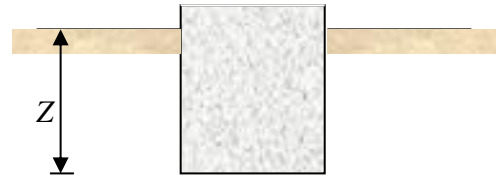


Figure 67: Encrage de la structure

VIII.1) Ferrailage du radier :

1) Ferrailage de la dalle :

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

a) Détermination des efforts :

Charge pour une bande de 1m

$$q = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1m$$

Le panneau le plus sollicité : $\begin{cases} L_x = 5.85m \\ L_y = 6.40m \end{cases}$

$$\zeta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5.85}{6.40} = 0.914$$

Donc La dalle porte suivant les deux

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } l_x$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y$$

❖ Etat limite ultime (E L U) :

$$q_u = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1 = 260 KN/ml$$

❖ Etat limite de service (E L S) :

$$q_u = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1 = 295.8 KN/ml$$

❖ Situation accidentelle :

$$q_u = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1 = 299 KN/ml$$

Tableau 2: Tableau récapitulatif des moments fléchissant des panneaux :

	$L_x(m)$	$L_y(m)$	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	$M_x(KN.m)$	$M_y(KN.m)$
E.L.U ($\nu = 0$)	5.85	6.4	0.91	0,044	0,798	287.74	229.62
E.L.S ($\nu = 0,2$)	5.85	6.4	0,91	0,051	0,861	2351.16	2024.35

Tableau 3: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales :

Sens	E.L.U		E.L.S	
	En appuis	En travée	En appuis	En travée
X-X	143.87	244.58	117.57	199.85
Y-Y	68.88	195.17	60.73	172.07

➤ Calcul des armatures :

- Sens X-X : Calcul de l'enrobage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable $a = 30$ cm.

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = (30 + \frac{40}{2})mm = 50mm \\ C_y = (30 + 40 + \frac{40}{2})mm = 90mm \end{cases}$$

- Hauteurs utiles :

$$d_x = h_d - C_x = 40 - 5 = 35\text{cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 40 - 9 = 31\text{cm}$$

1. En travée :

ELU :

$$M_{tx}^u = 170.966\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{170966}{11,33 \times 100 \times (35)^2} = 0,123$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,165$$

$$\beta = 0,934$$

$$A_{tx}^u = 15.03\text{ cm}^2/ml$$

➤ **Choix des armatures:**

$$6T20/ml \longrightarrow A = 18.85 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T20 \longrightarrow e = 16 \text{ cm}).$$

ELS :

$$M_{ix}^s = 136.314 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 18.85}{100} = 2.83 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 18.85 \cdot 35}{100} = 203.58 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2.83 + \sqrt{(2.83)^2 + 203.58} = 11.72 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (11.72)^3}{3} + 15 \cdot 18.85 \cdot (35 - 11.72)^2 = 220347.68 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{136314}{220347.68} = 0.61$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0.61 \cdot 11.72 = 7.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0.8 \cdot (35 - 11.72) = 216.50 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \overline{\sigma_s} = 187 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l' ELU ne convient pas et} \\ \text{doivent être recalculé à l'ELS}$$

➤ **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{136314}{187 \cdot 100 \cdot (35)^2} = 0,00595$$

$$\mu_1 = 0,00595 \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.886 \\ k_1 = 26.67 \end{array} \right.$$

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

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{187}{26.67} = 7.01 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{136314}{187 \cdot 0,886 \cdot 35} = 23.66 \text{ cm}^2/ml$$

➤ **Choix des armatures:**

$$8T20/ml \longrightarrow A = 25.13\text{cm}^2/ml$$

$$(T20 \longrightarrow e = 10\text{cm}).$$

2. En appuis :

$$\text{ELU : } M_{ax}^u = 100.568\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{100568}{11,33 \times 100 \times (35)^2} = 0,072$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,241$$

$$\beta = 0,962$$

$$A_{ax}^u = 8.88\text{cm}^2/ml$$

➤ **Choix des armatures:**

$$6T14/ml \longrightarrow A = 9.23\text{cm}^2/ml$$

$$(T14 \longrightarrow e = 15\text{cm}).$$

ELS :

$$M_{ax}^s = 118.47\text{KN.m}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 9.23}{100} = 1.38\text{cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 9.23 \cdot 35}{100} = 96.91\text{cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.38 + \sqrt{(1.38)^2 + 96.91} = 8.56\text{cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (8.56)^3}{3} + 15 \cdot 9.23 \cdot (35 - 8.56)^2 = 117694.14\text{cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{118474}{117694.14} = 1$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 1 \cdot 8.56 = 8.56\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 1 \cdot (35 - 8.56) = 396.6\text{MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 12MPa \\ \sigma_s > \overline{\sigma}_s = 187MPa \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l' ELU ne convient pas et} \\ \text{doivent être recalculé à l'ELS}$$

➤ **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\overline{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{118474}{187 \cdot 100 \cdot (35)^2} = 0,00517$$

$$\mu_1 = 0,00517 \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,887 \\ k_1 = 29.25 \end{array} \right.$$

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

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma}_s}{k_1} = \frac{187}{29.25} = 6.39MPa < \overline{\sigma}_b = 12MPa \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\overline{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{118474}{187 \cdot 0,887 \cdot 35} = 20.41cm^2/ml$$

➤ **Choix des armatures:**

$$7T20/ml \longrightarrow A = 14.07cm^2/ml$$

$$(T16 \longrightarrow e = 15cm).$$

- Sens Y-Y :

1. En travée :

ELU :

$$M_{tx}^u = 151.732KN.m$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{1551732}{11,33 \times 100 \times (35)^2} = 0,139$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,188$$

$$\beta = 0,925$$

$$A_{ty}^u = 15.20cm^2/ml$$

➤ **Choix des armatures:**

$$5T20/ml \longrightarrow A = 15.70cm^2/ml$$

$$(T16 \longrightarrow e = 20cm).$$

ELS :

$$M_{ty}^s = 139.32 \text{KN.m}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 15.70}{100} = 2.36 \text{cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 15.70 \cdot 35}{100} = 164.85 \text{cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2.36 + \sqrt{(2.36)^2 + 164.85} = 10.69 \text{cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (10.69)^3}{3} + 15 \cdot 15.70 \cdot (31 - 10.69)^2 = 137863.21 \text{cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{140139}{137863.21} = 1.02$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 1.02 \cdot 10.69 = 10.87 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 1.02 \cdot (35 - 10.69) = 371.94 \text{MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{MPa} \\ \sigma_s > \overline{\sigma_s} = 240 \text{MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l' ELU ne convient pas et} \\ \text{doivent être recalculé à l'ELS}$$

➤ **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{140139}{187 \cdot 100 \cdot (31)^2} = 0,0078$$

$$\mu_1 = 0,0078 \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,866 \\ k_1 = 22.31 \end{array} \right.$$

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

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{187}{22.31} = 8.38 \text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 12 \text{MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{140139}{187 \cdot 0.866 \cdot 31} = 27.91 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Choix des armatures:**

$$9\text{T}20/\text{ml} \longrightarrow A = 28.26 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}20 \longrightarrow e = 10 \text{cm}).$$

2. En appuis :

$$\text{ELU : } M_{ay}^u = 89.254 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{89254}{11,33 \times 100 \times (31)^2} = 0,08$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,11$$

$$\beta = 0,957$$

$$A_{ay}^u = 8.64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures:**

$$5\text{T16/ml} \longrightarrow A = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T16} \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

ELS :

$$M_{ty}^s = 92.88 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 10.05}{100} = 1.5 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 10.05 \cdot 31}{100} = 93.46 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.5 + \sqrt{(1.5)^2 + 93.46} = 8.28 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (8.28)^3}{3} + 15 \cdot 10.05 \cdot (31 - 8.28)^2 = 96739.03 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{82435}{96739.03} = 0.85$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0.85 \cdot 8.28 = 7.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0.85 \cdot (31 - 8.28) = 289.68 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l' ELU ne convient pas et} \\ \text{doivent être recalculé à l'ELS}$$

$$\sigma_s > \overline{\sigma_s} = 240MPa$$

➤ **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\overline{\sigma_s} \cdot b \cdot d^2} = \frac{82435}{187 \cdot 100 \cdot (31)^2} = 0,00458$$

$$\mu_1 = 0,00458 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.893 \\ k_1 = 31.73 \end{cases}$$

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

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{187}{31.71} = 5.9MPa < \overline{\sigma_b} = 12MPa \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\overline{\sigma_s} \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{82435}{187 \cdot 0.893 \cdot 31} = 15.92cm^2/ml$$

➤ **Choix des armatures:**

6T20/ml → A = 18.84cm²/ml

(T20 → e = 15cm)

4) Ferrailage du débordement :

Le débordement est de 50 cm de chaque coté

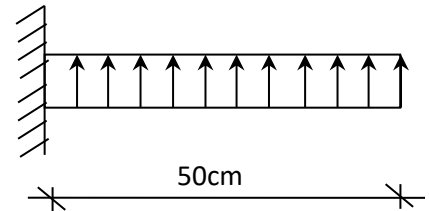


Figure 68:: Schéma statique du débord

❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$\sigma_m = 160 KN/m^2$$

-Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_u = 160 \cdot 1 = 162 KN/ml$$

$$M_u = -q_u \cdot \frac{l^2}{2} = -20.KN.m$$

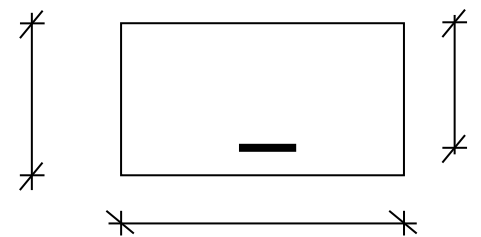


Figure 69: Section de calcul

$$\mu = \frac{M}{\overline{\sigma_b} \times b \times d_x^2} = \frac{20000}{11,33 \times 100 \times (35)^2} = 0,014$$

$$\mu = 0,014 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \emptyset \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s 348MPa$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,0176$$

$$\beta = 0,993$$

$$A_{ax}^u = 1.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 35 \cdot \frac{1,8}{400} = 3.72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 3.72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures:**

$$5T10 \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm})$$

❖ **Etat limite de service (E L S) :**

$$q_s = 182 \cdot 1 = 182 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = -q_s \cdot \frac{l^2}{2} = -14.75 \text{ KN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 12 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e 150\eta\right) = 240 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 3.93}{100} = 0,58 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 3.93 \cdot 35}{100} = 42.44 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,58 + \sqrt{(0,58)^2 + 42.44} = 5.96 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (5.96)^3}{3} + 15 \cdot 3.93 \cdot (36 - 5.96)^2 = 60253.53 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{2275}{60253.53} = 0,38$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,38 \cdot 5.96 = 2.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,38 \cdot (35 - 5.96) = 165.53 \text{ MPa}$$

➤ **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues}$$

5) Ferrailage des poutres apparentes :**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 sollicitation maximales (M,T) provoquées par le chargement réel et celle données par une charge désignée par (q équivalente)

❖ Accidentelle :**Poutres principales :**

$$q_1 = \left[\bar{q}_1 \frac{Ly + (Ly - Lx)}{2} \right] \frac{2}{Lx}$$

$$q_1 = \left[236.96 \frac{5.15 + (5.15 - 4.88)}{2} \right] \frac{2}{4.88}$$

$$q_1 = 263.18 \text{KN}$$

Poutres secondaires :

$$q_1 = \left[\bar{q}_1 \frac{Lx}{2} \right] \frac{2}{Lx}$$

$$q_1 = \left[236.96 \frac{4.88}{2} \right] \frac{2}{4.88}$$

$$q_1 = 236.96 \text{KN}$$

❖ Etat limite ultime (E L U) :**Poutres principales :**

$$q_1 = 228.79 \text{KN}$$

Poutres secondaires :

$$q_1 = 206 \text{KN}$$

❖ Etat limite ultime (E L S) :**Poutres principales :**

$$q_1 = 260.24 \text{KN}$$

Poutres secondaires :

$$q_1 = 234.32 \text{KN}$$

➤ **Poutre principale :**

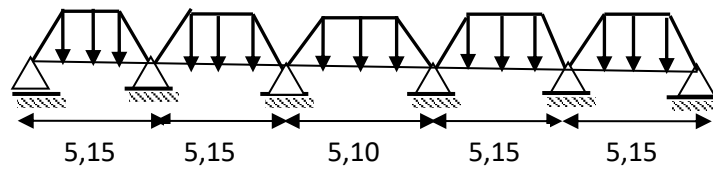


Figure 70: Distribution des charges sur les poutres aux sens

➤ **Poutre secondaire :**

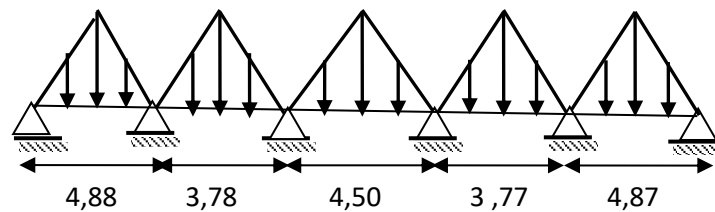


Figure 71: Distribution des charges sur les poutres aux sens secondaires

Remarque :

Les sollicitations sont calculées par le logiciel RDM6 suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant. Les résultats des moments sont récapitulés dans le tableau suivant.

Tableau 4: Tableau récapitulatif des sollicitations

	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée	Appui	Travée	Appui
Moment à l'ELUR (KN.m)	704.5	-834.9	410.4	-446.2
Moment à l'ELS (KN.m)	801.3	-949.7	466.9	-507.5
Moment à accidentelle (KN.m)	729.6	-864.7	472.1	-513.2
Effort tranchant (KN)	954.7		683.3	
A^u calculée (cm ²)	20.5	24,08	12.4	13.5
A^{acc} calculée (cm ²)	19.3	22.9	12.32	13.4
$A = \max(A^u; A^{acc})$	21.5	24.08	12.4	13.5
Choix des armatures	4T20+4T16	8T20	4T16+4T14	4T16+4T14
	$A = 20.61 \text{ cm}^2$	$A = 25,14 \text{ cm}^2$	$A = 14.2 \text{ cm}^2$	$A = 14.2 \text{ cm}^2$

Vérification de l'effort tranchant :*Poutre au sens principale:*

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{954700}{115 \cdot 90 \cdot 100} = 0.92 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \cdot f_{c28} / 1.5; 4 \text{MPa}) = 2 \text{MPa}$$

$$\tau = 0.92 \text{MPa} < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

Poutre aux sens secondaire:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{683600}{115 \cdot 90 \cdot 100} = 0.66 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \cdot f_{c28} / 1.5; 4 \text{MPa}) = 2 \text{MPa}$$

$$\tau = 0.66 < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

a) Section et écartement des armatures transversales A_t :

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{100}{35}; \frac{35}{10}; 1.4\right) = 1.4 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE400 $\Rightarrow 4 \phi 8 \rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

b) L'espacement des armatures transversales :

Selon le **BAEL91** :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \times K}{0.8 \times f_c (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

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

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b \cdot (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{35 \times (0.92 - 0.3 \times 1.8)} = 48.36 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 90; 40) \text{ cm} = 40 \text{ cm}.$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b_0} = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 35} = 57.43 \text{ cm}$$

Selon le **RPA99** (version 2003) :

- Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi\right) = \min\left(\frac{100}{4}; 12 \cdot 1,4\right) = 16.8 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_t = 15 \text{ cm} \quad \text{en zone courante} \\ \delta_t = 15 \text{ cm} \quad \text{en zone nodale} \end{array} \right.$$

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de master et d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'appliquer des règlements et certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en voiles.

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur de génie civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

De même l'utilisation du logiciel ETABS nous a permis de trouver des résolutions faibles en temps très courts pour les problème de conception et de calcul que nous avons rencontré :

soit pour la superstructure ; il nous permis de trouver la meilleure disposition des voiles et de les ferrailer rapidement.

Soit l'infrastructure ; on insiste sur les fondations comme le cas de radier général rigide qui est toujours modélisé comme un plancher renversé, pour permettre le ferrailage a l'aide du logiciel ETABS et SOCOTEC

A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, nous avons acquise des ordres de grandeur très importants dans la vie professionnelle.

Bibliographie

REGLEMENTS

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R B.C2.2

LOGICIELS

- Logiciel de ETABS.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- Logiciel de calcul des dalles SAFE
- EXCEL 2010.
- WORD 2010.
- AUTO CAD 2007.

Les fichiers EXCEL

- Feuille d'EXCEL calcul des plancher (chapitre III)
- Feuille d'Excel calcul des escaliers (chapitre IV)
- Feuille d'EXCEL calcul des voiles (chapitre VII)

