

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université A/Mira de Béjaia

Faculté de technologie
Département de Génie civil

Mémoire de fin de cycle

En Vue D'obtention du Diplôme de Master en Génie Civil
Option: Matériaux et structures

Thème

Etude d'un bâtiment (R+8+sous-sol) Contreventé Par un système mixte Voiles- portiques avec justification de l'interaction à usage d'habitation.

Réalisé par :

M^{lle} Benchougui Salima

M^{lle} Belkadi Lamia

M^{lle} Benkhellat Soumeya

Encadré par :

M^{me} Ouari

Jurys:

M^r Becheur

M^r Guechari

Promotion : 2012-2013

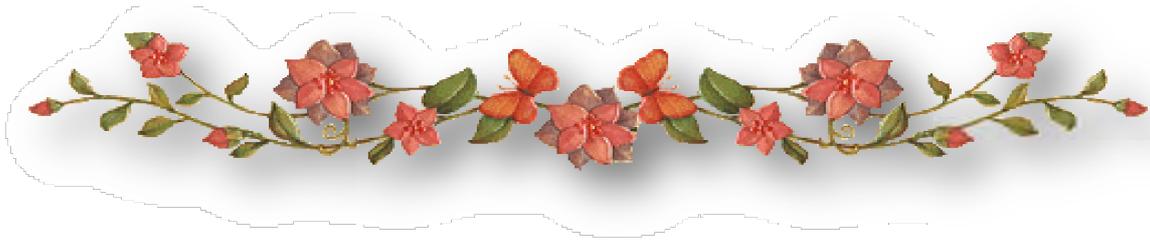
Remerciement

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

Nous tenons à remercier nos familles pour leurs sacrifices et encouragements durant tous le parcours des études. Sans oublier notre promotrice Mme OUARI de nous avoir encadré et lousis qui nous a vraiment aidé.

Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants de département GENIE CIVIL pour leurs rôles importants dans notre formation. En particulier les membres de jury Mr. BECHEUR et Mr. GUECHARI qui ont acceptés à juger notre travail.

En fin, tous nos amis (ies) et ceux qui ont contribué de près ou de loin pour achever ce modeste travail.



Dédicaces

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

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes cotés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mon très cher frère Nadir.

A ma plus chère personne au monde.

A mes sœurs Sonia, Nassima, Chahra, Kahina, Linda.

A ma belle famille.

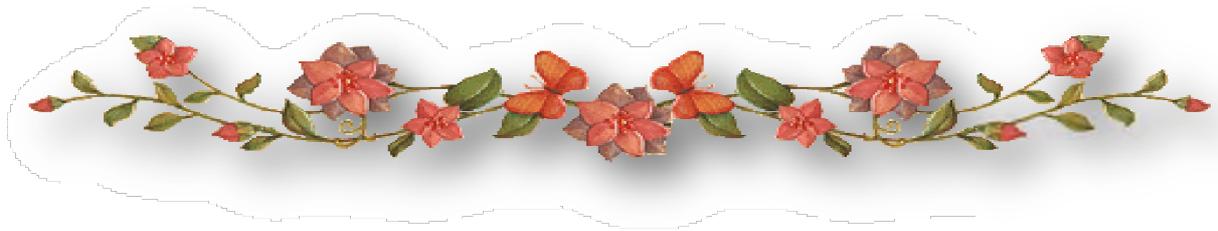
A ma chère copine Zahira et sa famille.

A mes nièces, mes tentes, mes oncles, mes cousines, et mes cousins.

A mes amies avec qui j'ai partagé le projet de fin d'études en l'occurrence Soumeya, Salima et leurs familles.

A mes adorables amies sans exception.

Lamia.



Dédicaces

Je dédie ce lapidaire travail à :

Mes très chères parents (MUSTAPHA et NASSIRA) qui m'ont aidés durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes cotés et ma soutenue, ainsi que mon père qui s'est sacrifié afin de me voir devenir ce que je suis, Merci mes parents, que dieu le tout puissant me les protègent et me les gardent.

A mon frère SALIM, ma sœur DYHIA, mes grands parents, mes tentes, mes oncles, mes cousines et mes cousins.

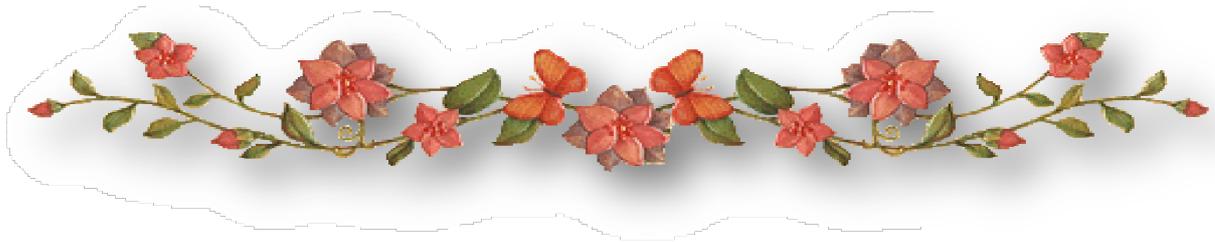
A tous les membres des familles BENCHOUGUI et BENBOUCHRIT.

Tous mes enseignants du primaire à l'université.

A mes amies avec qui j'ai partagé le projet de fin d'études en l'occurrence Soumeya, Lamia et leurs familles.

A mes adorables amies (is) sans exception.

BENCHOUGUI SALIMA.



Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes cotés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

Mes chers frères James, Zizou et Oussama.

Mes grandes mères, oncles et tentes.

Mes cousins et cousines en exception Baya.

A toute la famille BENKHELLAT.

Mes chères copines Salima et Lamia et leurs familles.

Mon ami Naci.

A mes amis (es) de Génie Civil.

A toutes les résidentes du bloc G et l'unité de jeune fille.

Et tous ceux qui me sont chères.

Benkhellat Soumeya

Liste des figures

Fig. I.1 : Evaluation de la résistance en fonction de l'âge du béton.....	6
Fig. I.2 : Diagramme contrainte- déformation du béton à L'ELS.....	8
Fig. I. 3 : Diagramme contraintes-déformations de calcul.....	10
Fig. II.1 : Coupe du plancher à corps creux	12
Fig. II.3: Schéma d'une poutrelle.....	13
Fig. II.4 : Schéma de l'escalier.....	14
Fig.II.5 : Coupe A-A	15
Fig .II.6 : Dimension de l'acrotère.	16
Fig.II.7 : Dimension de la poutre	16
Fig. II .8 : Hauteur libre d'étage.....	18
Fig. II.9 : Coupe verticale d'un voile	19
Fig .II.10 : Schéma statique de la descente de charge.....	24
Fig .II.11: Schéma statique de la descente de charge.....	28
Fig. II.12: Section brute (Br)	32
Fig. III.1.1 : Schéma statique d'une poutrelle	39
Fig. III.1.6 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression	67
Fig. III.2.1:Vue en plan d'un acrotère.....	67
Fig.III.2.2 : Section à ferrailer.....	69
Fig. III.2.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	71
Fig. III.3.1 : Cage d'ascenseur	72
Fig.III.3.2 : Schéma représentant la surface d'impacte.....	75
Fig .III.3.3: Vue en coupe du ferrailage de la dalle.	79
Fig. III .4.1 : Schéma de la dalle sur 3 appuis.....	79
Fig. III.4.2 : Section de la dalle pleine à ferrillé.....	80
Fig. III.4.3: Schéma de ferrailage de la dalle pleine type1	84
Fig.III.4.4 : Schéma de dalle sur 3 appuis.....	84
Fig.III.4.5: Schéma de ferrailage de la dalle pleine type2.	88
Fig. III.4.6 : Schéma de dalle sur 3 appuis.....	88
Fig. III.4.7: Schéma de ferrailage de la dalle pleine type3.	91
Fig .III.4.8 : Schéma de dalle sur 4 appuis.....	91

Fig. III.4.9: Schéma de ferrailage d'une dalle sur 4 appuis.	98
Fig. III.4.10: Schéma de ferrailage d'une dalle sur 2 appuis	98
Fig. III.4.11: Schéma de ferrailage de la dalle pleine type5.	101
Fig. III.5.2.1 : Schéma de ferrailage de la volée	106
Fig.III.5.3.1 : Schéma statique.	106
Fig.III.5.3.2 : Schéma de ferrailage de palier de repos	110
Fig. III.5.4.1 : Schéma statique.	111
Fig. III.5.4.2 : Schéma statique de la volée.	111
Fig. III.5.4.3 : Section à ferrailé.	112
Fig. III.5.4.4 : Schéma de ferrailage de la volée.	114
Fig. III.5.5.1: Schéma statique de la poutre palière.	114
Fig. III.5.5.2 : Section considère dans le calcul à la torsion.....	116
Fig. III.5.5.3 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	118
Fig. IV.1 : Courbe représente spectre de réponse	123
Fig. IV.2 : Mode 1, Translation suivant l'axe x-x, la période $T=0.83(s)$	125
Fig. IV.3 : Mode 2, Translation suivant l'axe y-y, la période $T=0.78(s)$	126
Fig. IV.4 : Mode 3, Translation suivant l'axe z-z, la période $T=0.68(s)$	126
Fig. V.1.1 : La zone nodale	134
Fig. V.1.2: Section d'un Poteau	139
Fig.V.1.3 : Schéma de ferrailage du poteau sous-sol et RDC.....	142
Fig.V.1.4 : Schéma de ferrailage du poteau 1 ^{er} étage et 2 ^{ème} étage	142
Fig.V.1.5 : Schéma de ferrailage du poteau 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage.....	143
Fig.V.1.6 : Schéma de ferrailage du poteau 5 ^{ème} étage et 6 ^{ème} étage.	143
Fig.V.1.7 : Schéma de ferrailage du poteau 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage.....	143
Fig.V.1.8 : Schéma de ferrailage du poteau 9 ^{ème} étage.	143
Fig. V.2.1: Schéma de la zone nodale.....	148
Fig.V.2.2: Schéma constructif de la poutre du RDC.....	152
Fig.V.2.3 : Schéma de ferrailage de la poutre principale.....	152
Fig.V.2.4: Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.....	153
Fig.V.2.5: Schéma de ferrailage de la poutre principale.....	153
Fig.V.2.6: Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.....	154
Fig.V.2.7: Schéma de ferrailage de la poutre principale.....	154
Fig.V.2.8: Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.....	155

Fig.V.3.1 : Schéma d'un voile plein	157
Fig V.3.2: Localisation des voiles.....	158
Fig.V.3.3: Schéma de ferrailage du voile Vy3 au sous-sol.....	164
Fig.VI.1: Schéma d'une semelle isolée.....	166
Fig.VI.2 : Longueur des semelles filantes.....	166
Fig.VI.4: Zone de contact poteau.....	169
Fig.VI.5 : Dalle sur quatre appuis	171
Fig.VI .6: Schéma de ferrailage du radier.....	174
Fig.VI.7 : Schéma statique du débord.....	175
Fig.VI.8: Schéma de ferrailage du débord.....	178
Fig.VI.9: La subdivision des charges suivant les lignes de ruptures.....	179
Fig.VI.10: Sollicitations sur les nervures transversales.....	180
Fig.VI.11: Sollicitations sur les nervures longitudinales.....	180
Fig.VI.12: Section à ferrailer.....	184
Fig.VI.13 : Section à ferrailer.....	184
Fig.VI.14: Schéma de ferrailage des nervures transversales.....	187
Fig.VI.15: Schéma de ferrailage des nervures longitudinales.....	187
Fig.VI.16: Diagramme des contraintes.....	188
Fig.VI .17: Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	192

Liste des tableaux

Tab. I.1: F_c en fonction du type d'acier.	9
Tab. II.1: Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible.	20
Tab. II.2: Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.	20
Tab.II.3: Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant	21
Tab. II.4: Evaluation des charges dans le plancher RDC et S-SOL	21
Tab.II.5: Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines.	21
Tab. II.6: Evaluation des charges dans les murs extérieurs.	22
Tab. II.7: Evaluation des charges dans les murs de séparation.....	22
Tab. II.8: Evaluation des charges pour le mur extérieur de la terrasse accessible.....	22
Tab.II.9 : Evaluation des charges du palier.....	23
Tab. II.10 : Evaluation des charges de la volée.	23
Tab.II.11: Evaluation des charges de voile RDC et les étages courants.....	23
Tab.II.12: Evaluation des charges pour le voile du sous sol.....	24
Tab. II.13 : Descente de charge pour le poteau de la cage d'escalier	25
Tab. II .14 : Descente de charge pour le poteau de rive	28
Tab. II. 15: Vérification de la compression.	31
Tab. II.16 : Vérification au flambement.	32
Tab.II.17 : vérification de l'effort normal réduit.	33
Tab. III.1 : Les types des poutrelles.....	34
Tab. III.2 : Combinaison de calcul à l'ELU et l'ELS :	35
Tab. III.3 :Sollicitations à l'ELU des pllesdu plancherTerrasse accessible type(1).	49
Tab. III.4 :Sollicitations à l'ELS des plles du plancher terrasse accessible type(1).	50
Tab. III.5 :Sollicitations à l'ELU des plles du plancher terrasse accessible type(2).	50
Tab. III.6: Sollicitations à l'ELS des plles du plancher terrasse accessible type(2)	50
Tab. III.7 : Sollicitations à l'ELU des plles du plancher terrasse accessible type(3).	50
Tab. III.8: Sollicitations à l'ELS des plles du plancher terrasse accessible type(3).	51
Tab.III.9 : Sollicitations à l'ELU des plles du plancher des étages courants type(1).	51
Tab. III.10 : Sollicitations à l'ELS des plles du plancher des étages courants type(1).....	51
Tab. III.11 :Sollicitations à l'ELU des plles du plancher des étages courants type(2).	51
Tab. III.12:Sollicitations à l'ELS des plles du plancher des étages courants type(2).....	52
Tab. III.13 : Sollicitations à l'ELU des plles du plancher des étages courants type(3).	52
Tab. III.14: Sollicitations à l'ELS des plles du plancher des étages courants type(3).....	52
Tab. III.15 : Sollicitations à l'ELU des plles du plancher du RDC et Sous-sol type(1).....	52

Tab .III.16: Sollicitations à l'ELS des ples du plancher du RDC et Sous-sol type(1).....	53
Tab .III.17: Sollicitations à l'ELU des ples du plancher du RDC et Sous-sol type(2).....	53
Tab .III.18: Sollicitations à l'ELS des ples du plancher du RDC et Sous-sol type(2).....	53
Tab.III.19 : Sollicitations à l'ELU des ples du plancher du RDC et Sous-sol type(3).....	53
Tab. III.20 : Sollicitations à l'ELS des ples du plancher du RDC et Sous-sol type(3).....	54
Tab .III.21 : Calcul du ferrailage des poutrelles	62
Tab .III.22 : Choix des barres de ferrailage et vérification au cisaillement	63
Tab .III.23 : Etat de compression de béton	63
Tab .III.24: Etat de déformation	63
Tab .III.25 : Schéma de ferrailage des poutrelles	65
Tab. III.2.1: Combinaison d'action.....	68
Tab. III.3.1:Choix du ferrailage	73
Tab .III 3.2 : Représente les résultats des calculs.	76
Tab .III.3.3: Résumé des résultats de ferrailage	78
Tab. III.4.1 : Résumé des résultats de calcul pour le type (1).....	82
Tab .III.4.2: Résumé les résultats de calculs.....	85
Tab .III.4.3: Résumé les résultats de calcul.	89
Tab .III.5.2.1: Résumé des résultats de ferrailage.	105
Tab .III.5.3.1: Résultat de ferrailage.....	107
Tab .III.5.4.1: Résumé des vérifications de l'effort tranchant et de l'espacement	112
Tab. III.5.4.2: Vérification de l'état limite de compression du béton.....	113
Tab .III.5.5.1: Calcul d'armature.	115
Tab .IV.1: Valeurs de pénalités.....	120
Tab. IV.2 : Mode de vibration et taux de participation des masses.	124
Tab .IV.3 : Montre les résultats d'interaction sous charges verticales.	127
Tab .IV.4: Vérification de l'interaction sous charges horizontales	128
Tab .IV.5: Vérification de l'effort normal réduit.....	129
Tab .IV.6: Vérification de la résultante des forces sismiques.....	130
Tab .IV.7: Résumé des résultats de sens X-X.....	130
Tab.IV.8 : Résumé des résultats de sens Y-Y.....	131
Tab .IV.9: Vérification des effets P- Δ	132
Tab.V.1.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le RPA.....	134
Tab.V.1.2 : Sollicitations dans les poteaux.....	136
Tab. V.1.3 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	136
Tab. V.1.4 : Les armatures transversales adoptent pour les poteaux.	137
Tab.V.1.5 : Justification de l'effort normal ultime.	139

Tab.V.1.6 : Vérification des contraintes dans le béton.....	140
Tab.V.1.7 : Vérification des contraintes tangentielles.....	141
Tab.V.1.8 : Vérification de l'effort normal réduit.....	142
Tab.V.2.1 : Les sollicitations les plus défavorables.....	145
Tab.V.2.2: Les armatures longitudinales dans les poutres.....	145
Tab.V.2.3: Vérification des contraintes tangentielles.....	148
Tab.V.2.4 : Vérification au cisaillement.....	148
Tab.V.2.5: Les moments résistants dans les poteaux.....	149
Tab.V.2.6: Les moments résistants dans les poutres principales.....	150
Tab.V.2.7: Les moments résistants dans les poutres secondaires.....	150
Tab.V.2.8: Vérification de la zone nodale.....	150
Tab.V.2.9: Vérification de la zone nodale.....	151
Tab.V.3.1 : Ferrailage du voile Vx1.....	159
Tab.V.3.2: Ferrailage du voile Vx2.....	160
Tab.V.3.3 : Ferrailage du voile Vx3.....	160
Tab.V.3.4: Ferrailage du voile Vx4.....	161
Tab.V.3.5: Ferrailage du voile Vy1.....	162
Tab.V.3.6: Ferrailage du voile Vy2.....	163
Tab.V.3.7: Ferrailage du voile Vy3.....	164
Tab.VI.1 : Tableau de ferrailage du radier.....	172
Tab.VI.2 : Vérification des contraintes.....	173
Tab.VI.3: Vérification des nouvelles contraintes.....	174
Tab.VI.4 : Résumé des résultats de ferrailage.....	176
Tab.VI.5: La charge équivalente de la nervure dans le sens longitudinal à l'ELU.....	181
Tab.VI.6: La charge équivalente de la nervure dans le sens longitudinal à l'ELS.....	182
Tab.VI.7: Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.....	182
Tab.VI.8: Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.....	182
Tab.VI.9 : Moment aux appuis et efforts tranchants.....	183
Tab.VI.10 : Moment en travées.....	183
Tab.VI.11: Résumé des résultats dans le sens y-y.....	184
Tab.VI.12 : Résumé des résultats dans le sens x-x.....	185
Tab.VI.13 : Vérification de l'effort tranchant.....	185
Tab.VI.14: Vérification d'état limite de compression du béton.....	186
Tab.VI.15: Vérification d'état limite de compression du béton.....	186
Tab.VI.16: Nouvelle vérification des contraintes.....	186
Tab.VI.17: Ferrailage du voile périphérique.....	190
Tab.VI.18 : Vérification des contraintes.....	191

Introduction Générale

Introduction :

Le Génie Civil est un domaine vaste, il représente l'ensemble des techniques concernant la construction civile, il a deux principes : La sécurité et L'économie.

D'après le (RPA 99 version 2003) la sismicité historique de l'Algérie montre que 70% du nord du pays est à forte sismicité.

Le risque sismique est lié à l'intensité du séisme et à la vulnérabilité de la construction, on cite quelques procédures de conception parasismique dans la construction doit être mise en place :

- Respecter la réglementation parasismique.
- Conception architecturale parasismique.
- Mise en œuvre soignée.

Une étude fiable d'une structure est liée au choix d'un système de contreventement qui permet d'éviter tout risque qui mène à la ruine de la structure et d'avoir un bon comportement dynamique.

Le projet qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment à usage d'habitation (R+8+un sous sol) contreventé par un système mixte (voile+portique), ce projet est réalisé sur un sol de faible à moyenne portance.

Notre travail a été partagé en deux parties principales :

La première partie est l'étude de la superstructure, et qui contient :

- Généralités sur les matériaux.
- Pré-dimensionnement des éléments, qui est une estimation préliminaire des dimensions des éléments.
- Calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers, acrotère ascenseur).
- Etude dynamique de la structure (période, interaction, effort normale réduit et l'effet P- Δ).
- L'étude des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles).

La deuxième partie est l'étude de l'infrastructure, elle consiste à choisir sur la base du rapport de sol le type de fondation pour la structure, puis faire les calculs et les différentes vérifications

En fin nous terminerons notre travail par une conclusion générale.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet fait l'étude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation, contreventé par un système mixte (voiles+portiques).

Cet ouvrage est implanté à Sidi Ali el-bher dans la wilaya de Bejaia, cette région est classé dans la zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le règlement parasismique algérien (RPA 99/ version 2003).

I.2. Caractéristique structural :**I.2.1. Caractéristique géométrique:**

Les dimensions du bâtiment sont :

- La longueur en plan : $L=21.87m$.
- La largeur en plan : $L= 13.55m$.
- Hauteur du sous-sol = $4.3m$.
- Hauteur du RDC = $4.08m$.
- Hauteur de chaque niveau est de $3.06m$.
- La hauteur totale $35.92m$.

I.2.2. Données du site :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 selon le RPA99.
- Le site est considéré comme ferme (S3)
- Contrainte admissible du sol : $\bar{\sigma}= 1.08 \text{ bar}$.

I.2.3. Les planchers :

Les planchers ont une épaisseur de 20 cm, sont en corps creux dont l'épaisseur de 16 cm et celle de la dalle de compression est de 4 cm. Les corps creux sont reposés sur des poutrelles préfabriquées.

I.2.4. Les escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre. Dans notre ouvrage, ils sont de type courant qui est à deux volées, comme il est réalisé en béton armé coulé sur place.

I.2.5. L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré dans le plancher terrasse.

I.2.6. Les balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

I.2.7. Les maçonneries :

Les murs extérieurs sont réalisés en brique creuses de 15 cm à double cloison séparées par une lame d'air de 5cm et un enduit extérieur en ciment de 1.5 cm d'épaisseur, pour une isolation thermique.

La séparation à l'intérieur d'un appartement est réalisée en une seule paroi en brique de 10 cm d'épaisseur.

La séparation entre appartement est réalisé en brique creuse de 15 cm d'épaisseur avec un enduit en plâtre de 1.5 cm.

I. 3. Définition de l'ELU et l'ELS :

I.3.1. Définition de l'état limite :

Un état limite est un état particulier d'une structure ou de l'un de ces éléments, dans lequel une condition requise est strictement satisfaite et cesserait de l'être dans le cas de modification défavorable d'une action.

On distingue deux états limites différentes :

I.3.2. Etat limite ultime (E. L. U) :

Le déplacement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux et des aciers sont atteints, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

On distingue :

- Etat limite de l'équilibre statique (pas de renversement, pas de glissement).
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux (pas de rupture par écrasement ou par allongement excessif).
- Etat limite de stabilité de forme (pas d'instabilité).

I.3.3. Etat limite de service (E. L. S) :

Qui définissent les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures (durabilité des ouvrages)
- Etat limite de déformation (flèche maximale)

I.4. Les actions et sollicitations :

I.4.1. Les actions :

I.4.1.1. Définition :

Les actions sont des forces dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des charges climatiques.

I.4.1.2. Valeurs caractéristiques des actions :

Les actions permanentes(G) :

Les actions permanentes ont une intensité constante, ou très peu variable dans le temps elles comprennent:

- Poids propre de la structure.
- Cloisons, revêtement, superstructure fixe.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.

- Les déformations imposées à la structure.

Les actions variables(Q) :

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

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neiges et vent).
- Les effets thermiques.

Les actions accidentelles(FA) :

Ce sont celles qui provenant des phénomènes qui se produisent rarement avec une courte durée d'application, ces actions ne sont à prendre que pour l'état limite ultime, on peut citer :

- Les séismes.
- Les chocs.
- Les explosions.
- Les incendies.

I.4.1.3. Valeurs de calcul des actions :

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de des actions, puis on combine ces valeurs de calcul pour obtenir le cas de chargement le plus défavorable.

➤ **Les combinaisons de calcul à l'ELU :** (Art A.3.3, 21) [2]

Situation durable ou transitoire :

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, les combinaisons utilisées sont :

$$1.35G_{max}+G_{min}+1.5Q_1+\sum 1.3\Psi_{0i} Q_i$$

Ψ_{0i} :0.77 pour les bâtiments à usage courant.

Ψ_{0i} : Coefficient de pondération

Situations accidentelles : (Art A.3.3, 22) [2]

$$1.35G_{max}+G_{min}+F_A+\Psi_{1i}Q_1+\sum\Psi_{2i}Q_i \quad (i > 1)$$

F_A : valeur nominal de l'action accidentelle.

$\Psi_{1i} Q_1$: valeur fréquente d'une action variable.

$\Psi_{2i}Q_i$: valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.5 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.2 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

➤ **Combinaisons d'actions à l'ELS :** (Art A.3.3, 3) [2]

$$G_{max}+ G_{min}+ Q_1+\sum \Psi_{0i} Q_i$$

Ψ_{0i} : 0.6 pour l'effet de la température.

Avec :

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

➤ **Combinaisons de calcul :**

La détermination des sollicitations et des déformations se fait à partir des combinaisons suivantes :

- Situation durable :
ELU : $1.35G+1.5Q$
ELS : $G+Q$
- Situation accidentelles : $G + Q \pm E$
 $0.8 G \pm E$

I.4.2. Les sollicitations :

On appelle sollicitation : les moments de flexion, les moments de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

I.4.2.1. Les sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELU :

Dans le cas de vérification à l'ELU on doit justifier :

- La résistance des éléments de construction.
- La stabilité des éléments compte tenu des effets de second ordre.
- L'équilibre statique de l'ouvrage.

I.4.2.2. Les sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELS :

Les vérifications à faire dans ce cas sont :

- La contrainte maximale de compression du béton.
- La fissuration du béton.
- La déformation des éléments.

I.5. Caractéristiques des matériaux :

I.5.1. Béton :

I.5.1.1 Définition :

Le béton est un matériau constitué par le mélange d'un liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et éventuellement de produit d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

Les avantages du béton :

- La résistance à la compression.
- Souplesse d'utilisation.
- Entretien facile.
- Résistance au feu.
- Possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de forme variés.

Les inconvénients du béton :

- Résistance très faible à la traction.
- Difficulté de modifier un ouvrage déjà existant.

I.5.1.2. Composition du béton :

Un mètre cube d'un béton courant contient :

350Kg de ciment (CPA325).

400 kg sable ($0 < D_g < 5\text{mm}$).

800 kg de $\left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons } (5 < D_g < 15\text{mm}). \\ \text{Graviers } (15 < D_g < 25\text{mm}). \end{array} \right.$

175 litre de l'eau de gâchage.

I.5.1.3. Résistance caractéristique du béton :**a- Résistance caractéristique en compression f_{cj} :**

Le béton est caractérisé par sa résistance mécanique à la compression à l'âge de 28jours, cette résistance (f_{cj} en Mpa) est obtenu par un grand nombre d'essai de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16cm de diamètre et 32cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est en fonction de l'âge du béton, ainsi que cette résistance est obtenue par la relation suivante :

Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ Mpa :

(Art A.2.1.1.1) [3]

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j.$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j.$$

Pour des résistances $f_{c28} > 40$ Mpa :

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j.$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j.$$

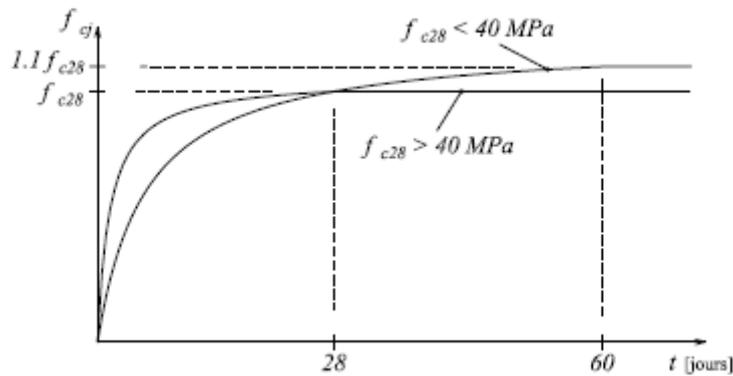


Figure I.1 : Evaluation de la résistance en fonction de l'âge du béton.

Pour 1 m³ de béton courant doser à 350 Kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} est comprise entre 22 et 25 Mpa, on prend $f_{c28} = 25$ Mpa.

b- Résistance à la traction f_{tj} :

La mesure directe résistance à la traction du béton se fait par un essai axial étant délicate, on a recours à deux modes opératoires différentes :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} < 60 \text{ Mpa.}$$

$$f_{tj} = 0.275 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa.}$$

(Art A.2.1.1) [3]

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25$ Mpa ; $f_{t28} = 2.1$ Mpa.

c- Contrainte limite :

c-1. Etat limite ultime :

(Art A.4.3 ,41) [2]

➤ Contrainte ultime de compression :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{à l'ELU.}$$

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité.

Avec : $\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$

(Art A.4.34) [3]

$\theta = \begin{cases} 1 & \text{lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action } > 24\text{h.} \\ 0.9 & \text{lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est Compris} \\ & \text{entre 1h et 24h.} \\ 0.85 & \text{lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action } < 1\text{h.} \end{cases}$

Pour $\gamma_b = 1.5$: $f_{bu} = 14.17$ Mpa.

Pour $\gamma_b = 1.15$: $f_{bu} = 18.48$ Mpa.

➤ **Contrainte ultime de cisaillement du béton τ :** (Art A.5.1) [2]

$\tau = V / (bd)$ cas de section rectangulaires.

$\tau = (1.4V)/(\emptyset d)$ cas de section circulaires.

Avec V : Effort tranchant.

b : Largeur de la section.

d : Hauteur utile.

\emptyset : Diamètre de la section.

➤ **Cas d'armatures droites :**

Il faut vérifier :

$\tau \leq \tau_{adm} = \min [0.2 f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ Mpa}]$ cas de fissuration peu nuisible.

$\tau \leq \tau_{adm} = \min [0.15 f_{c28}/\gamma_b ; 4 \text{ Mpa}]$ cas de fissuration nuisible et très nuisible.

➤ **Calcul d'espacement :** (Art A.5.1.2) [2]

$S_t = \min [0.9; 40 \text{ cm}]$ et $[A_t f_e / b_0 S_t] \geq 0.40 \text{ Mpa}$.

Avec :

{	$K=0$ s'il y a reprise de bétonnage ou si la fissuration est très préjudiciable.
	$K=1$ pas de reprise de bétonnage ou en flexion simple.
	$K=1 + (3\sigma_{cm}/f_{c28})$ cas d'une flexion composée et un effort normal.
	$K=1 - (10\sigma_{tm}/f_{c28})$ cas d'une flexion composée et un effort de traction.

σ_{cm} : contrainte moyenne de compression.

σ_{tm} : contrainte moyenne de traction.

d- Etat limite de service :

d-1 Contrainte de compression de service:

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

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

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$.

(Art A.4.5, 2)[2]

➤ **Module de déformation longitudinal du béton :**

On distingue deux déformations pour le béton :

➤ **Module de déformation instantané :**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantané du béton E_{ij} :

$$E_{ij}=11000(f_{cj})^{1/3}.$$

Art A.2.1.2.1 [3]

$$f_{cj}=f_{c28}=25 \text{ Mpa. D'où } E_{i28}=32164 \text{ Mpa.}$$

➤ **Le module de déformation différée :**

Sous les chargements de longue durée, le module de déformation longitudinale différé E_{vj} qui permet de calculer la déformation finale du béton, est donné par la formule

$$E_{vj} = \frac{1}{3} (E_{ij}).$$

$$\text{Pour } f_{c28}=25 \text{ Mpa} \Rightarrow E_{ij}=32164.2 \text{ Mpa.}$$

$$E_{vj}=10721.4 \text{ Mpa.}$$

➤ **Diagramme de contrainte-déformation :**

Dans le cas de l'état limite de service, on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique.

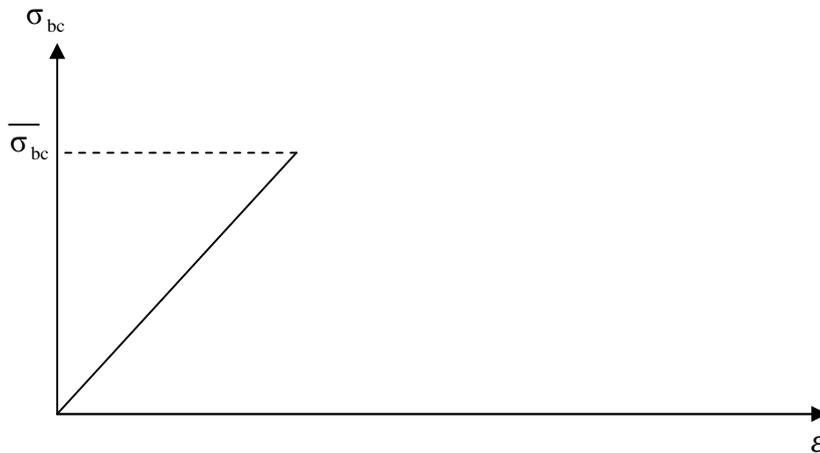


Fig I.2 : Diagramme contrainte- déformation du béton à L'ELS.

➤ **Module de déformation transversale :**

$$G = \frac{E}{2(\nu+1)} \quad (\text{Module de glissement}). \quad (\text{Art A .2.1.3}) [3]$$

Avec : E : module de Young.
 ν : coefficient de poisson.

Le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

ε_t : déformation limitée transversale.

ε_l : déformation limite longitudinale.

$\nu=0.2$ à l'ELS (fissuration préjudiciable ou très préjudiciable).

$\nu=0$ à l'ELU (fissuration peu nuisible).

I.5.2. Les aciers :

a- Définition :

Le matériau acier est un alliage de Fer et carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance en traction qu'en compression. L'acier utilisé en béton armé se distingue suivant leur nuance et leur état de surface.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est : $E_s=200000\text{Mpa}$.

b- La résistance caractéristique de l'acier :

Le tableau ci-dessous donne les caractéristiques mécaniques des aciers utilisés.

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
Designation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
F_e [Mpa]	215	235	400	500	500	500

Tableau I.1: F_e en fonction du type d'acier.

F_e : La limite d'élasticité de l'acier

c- Contrainte limite des aciers :

➤ **E.L.U** : A la limite ultime, la contrainte (σ_s) des aciers est donnée par $\sigma_s=f_e / \gamma_s$

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier ayant comme valeur :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ cas d'actions normale.} \\ \gamma_s = 1.0 \text{ cas d'actions accidentelles (séisme, choc.... Etc.)} \end{array} \right.$$

Avec : $\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$ si $\epsilon_s \leq \epsilon_{se}$ (pivot A).

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad \text{si } \epsilon_{se} \leq \epsilon_s \leq 10\text{‰} \text{ (pivot B).}$$

D'où : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ en cas courants.

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa} \quad \text{en cas accidentels.}$$

➤ **E.L.S** : Etat limite d'ouvertures des fissures.

On distingue les cas suivants :

- Fissuration peu nuisible (F.P.N): Les contraintes des aciers ne sont pas limitées (aucune vérification n'est exigée) $\bar{\sigma}_s \leq f_e$ (Art A4.5 ,32) [2]

- Fissuration préjudiciable(F.P) : (Art A4.5 ,33) [2]

La vérification à l'état limite ultime est suffisante, la contrainte est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s \leq \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \text{ [MPa]}$$

f_{tj} : résistance à la traction du béton.

- Fissuration très préjudiciable (F.T.P) : $\bar{\sigma}_s = \min (1/2 f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ [MPa]

η : coefficient de fissuration avec : (Art A4.5 ,34) [2]

$\eta = 1$: pour les aciers ronds lisses RL, treilles soudés TS.

$\eta = 1.6$: pour les aciers à hautes adhérences HA $\varnothing \geq 6$ mm.

$\eta = 1.3$: pour les hautes adhérences $\varnothing < 6$ mm.

d- Diagramme contraintes-déformations (aciers) : Art A.2.2 [2]

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ϵ_s) est conventionnellement défini comme suit

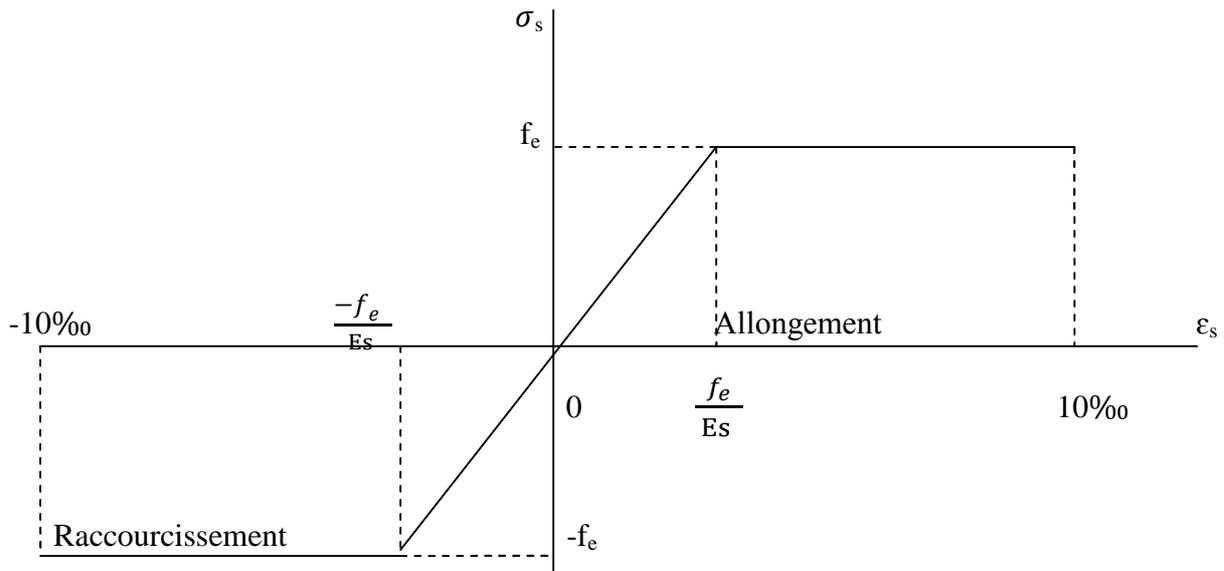


Figure I. 3 : Diagramme contraintes-déformations de calcul.

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte d'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ϵ_s .

ϵ_s : L'allongement relatif de l'acier ; telque : $\epsilon_s = \frac{f_e}{E_s}$

E_s : Module d'élasticité de l'acier $E_s=200000$ MPa.

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

I.6. Les hypothèses de calcul :

I.6.1. à L'ELU :

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles du calcul classique.

1. Les sections droites restent planes après déformation (Hypothèse de Bernoulli).
2. Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
3. La résistance du béton tendu est négligée dans le calcul.

4. L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à 10%.
5. Le raccourcissement unitaire du béton est limité à :
 $\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$ en flexion simple ou composée.
 $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression simple.
6. La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme linéaire des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C.

I.6.2. à L'ELS :

1. Conservation des sections planes après déformation, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
2. La résistance de traction de béton est négligée.
3. Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques $\sigma = E.\varepsilon$ (loi de HOOK)
4. Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à 15.

n : est appelé coefficient d'équivalence.

5. On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé.
6. Le retrait et le fluage ne sont pas pris en compte.

II.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement c'est de donner les dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet.

Ces éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous nous référons aux recommandations **BAEL 91, RPA99 (version 2003), CBA93 et DTR.**

II.2. Le pré-dimensionnement des éléments secondaires:

II.2.1. Les planchers :

On a deux types de plancher :

Planchers à corps creux et planchers en dalle pleine.

A) - Planchers à corps creux :

Il comporte des hourdis, des poutrelles (semi-préfabriquées ou coulées sur place) et une dalle de compression.

➤ Le dimensionnement :

D'après le **BAEL (article 6.8.4.2.4)** la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante :

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

L_{max} : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : La hauteur du plancher.

Selon la vue en plan

$$L_{max} = 3.99 - 0.5 = 3.49 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow h_t \geq 349/22.5 = 15.51 \text{ cm.}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16 + 4) = 20 \text{ cm.}$

Avec : 16 cm : la hauteur du corps creux.

4 cm: la hauteur de la dalle de compression

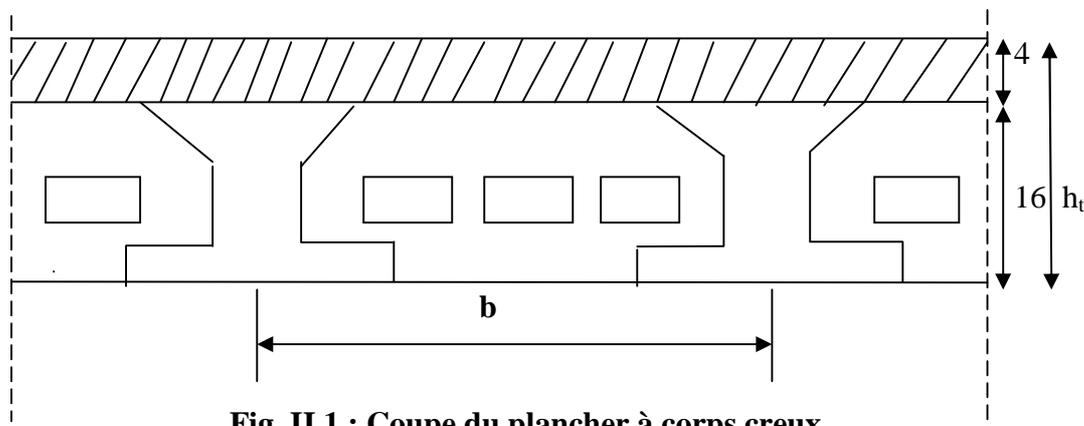


Fig. II.1 : Coupe du plancher à corps creux

b : distance entre axes des poutrelles.

- **Les poutrelles :**

- **Définition :**

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales, elles sont calculées à la flexion simple.

- **Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de la continuité (sens ou il y a plus d'appuis, car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche).

Pour notre projet la disposition est effectuée selon le premier critère et cela pour tout les planchés comme indiqué sur la **Figure II.2**

- **Dimensionnement des poutrelles :**

- **Détermination de la largeur de la table de compression :** b

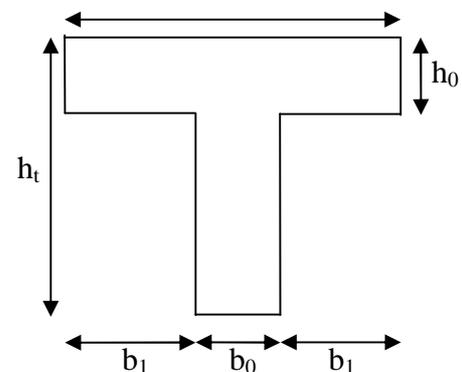


Fig. II.3:Schéma d'une poutrelle

h_t : Epaisseur du plancher = 16 + 4 cm.

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression = 4 cm.

b_0 : $(0.4 ; 0.6) \times h_t = (8 ; 12)$ cm. On prend : $b_0 = 10$ cm.

b : Largeur efficace de la dalle de compression donnée par :

$$b_1 = (b - b_0) / 2 \leq \min(l_x / 2, l_y / 10) \Rightarrow b \leq 2 \times \min(l_x / 2, l_y / 10) + b_0$$

Avec:

l_x : distance maximale entre nus de deux poutrelles successive.

l_y : distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres perpendiculaires à l_x

$$\text{Avec: } l_x = l - b_0 = 0.65 - 0.1 = 0.55 \text{ m}$$

$$l_y = 2.9 - 0.5 = 2.4 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \min((l_x / 2) ; (l_y / 10)).$$

$$b_1 \leq \min((55 / 2) ; (240 / 10)).$$

$$\Rightarrow b_1 \leq \min(27.5 ; 24).$$

On prend :

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

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 10 = 58 \text{ cm.}$$

Donc: $b=58$ cm, on prend $b = 65$ cm.

B)- Plancher en dalle pleine :

Sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place, elles reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

➤ **Critères de résistance :**

$e \geq lx/20$ → pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles.

$lx/35 \leq e \leq lx/30$ → pour une dalle sur quatre appuis avec $\rho \leq 0.4$.

$lx/45 \leq e \leq lx/40$ → pour une dalle sur trois ou quatre appuis avec $\rho > 0.4$.

➤ **Coupe –feu :**

$e \geq 7$ cm → pour une heure de coupe feu.

$e \geq 11$ cm → pour deux heures de coupe feu.

➤ **Critère d'isolation phonique : $e \geq 13$ cm**

Pour notre projet comporte trois types de dalle pleine :

Dalle sur 2 appuis → $e \geq 140/20 = 7$ cm.

Dalle sur 3 appuis → $140/45 \leq e \leq 140/40 \Rightarrow 3.11 \leq e \leq 3.5 \Rightarrow e = 3$ cm.

Dalle sur 4 appuis → $340/45 \leq e \leq 340/40 \Rightarrow 7.55 \leq e \leq 8.5 \Rightarrow e = 8$ cm.

Donc on opte « e » d'après le critère d'isolation phonique : $e = 14$ cm.

II.2.2 Les escaliers :

➤ **Définition :**

Un escalier est une succession de marche permettant le passage d'un niveau à l'autre, il peut être en béton armé, en bois, ou en acier.

Un escalier est déterminé par les paramètres suivant :

(1) : Épaisseur (e).

(2) : Paillasse

(3) : Giron (g)

(4) : Contre marche de hauteur (h)

(5) : La hauteur de la volée

(6) : α (inclinaison de la palliase)

(7) : Emmarchement

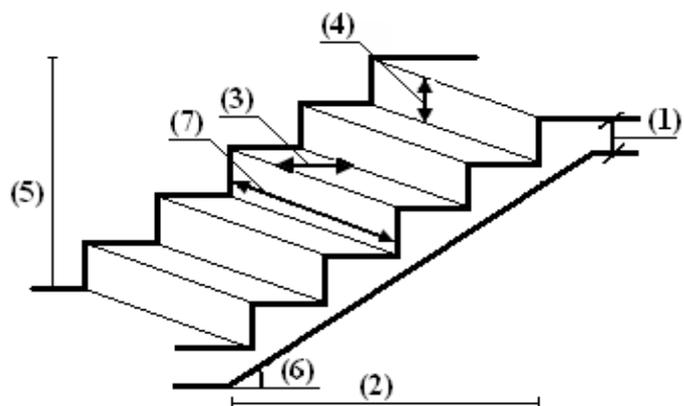


Figure II.4 : Schéma de l'escalier

Dans notre projet on a deux types d'escalier, l'un de RDC au 1^{ère} niveau et l'autre de 1^{ère} niveau au dernier niveau.

Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marches on utilise la relation de **BLONDEL** : on fixe $(g) = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$.

$$59 \leq g + 2 \times h \leq 66 \dots \dots \dots (1)$$

Avec : g : giron.

h : hauteur de la contre marche.

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm} \text{ et } 22 \leq g \leq 33 \text{ cm}.$$

On pose $g + 2h = 64 \text{ cm}$ d'où : $30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ la condition (1) est vérifiée.

Nombre de marches :

$$H = n \times h \Rightarrow n = \frac{H}{h} \Rightarrow n = \frac{153}{17} = 9.$$

$$\Rightarrow n - 1 = 8.$$

Avec :

n : Nombre de contre marche.

L_0 : Longueur projetée de la pailleasse.

$n - 1$: Nombre de marche.

H : Hauteur de demi-niveau.

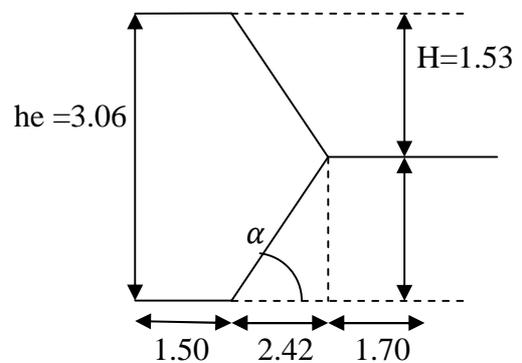


Fig.II.5 : Coupe A-A

➤ **Calcul de la pente de la pailleasse :**

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h}{L_0} = \frac{1.53}{2.42} \Rightarrow \alpha = 32.3^\circ.$$

➤ **L'épaisseur de la pailleasse « e » :**

Pour déterminer l'épaisseur de la pailleasse on l'assimilant à une poutre simplement appuyée.

$$L = \sqrt{l_0^2 + H^2} \Rightarrow L = \sqrt{2.42^2 + 1.53^2} = 2.86 \text{ m}.$$

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{286}{30} \leq e_p \leq \frac{286}{20}$$

$$9.53 \leq e_p \leq 14.3 \text{ cm}$$

\Rightarrow On prend $e = 14 \text{ cm}$.

II.2.3. L'acrotère :

C'est un élément en béton armé encasté au niveau du plancher terrasse (accessible et inaccessible).

Dans notre cas on a la terrasse accessible et inaccessible.

On prend $H = 80\text{cm}$.

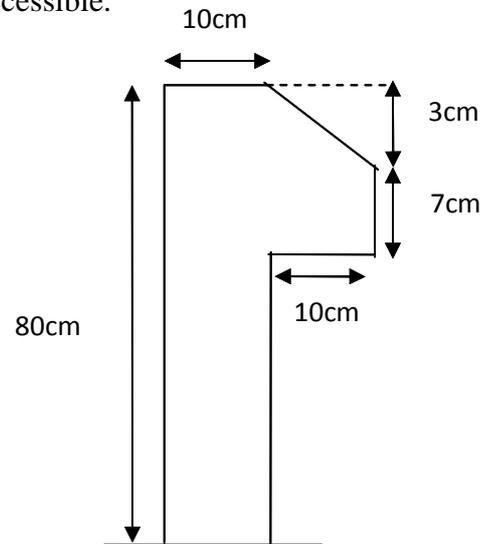


Fig II.6 : Dimension de l'acrotère.

Pour une terrasse inaccessible : $S = 0.8 \times 0.1 + 0.07 \times 0.1 + \frac{(0.1 \times 0.03)}{2} = 0.0885 \text{ m}^2$.

II.3. Pré dimensionnement des éléments porteurs:

II.3.1. Les poutres :

A)- Les poutres principales :

Ce sont des poutres qui reprennent les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles. Leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

$$(L_{\max} / 15) \leq h \leq (L_{\max} / 10)$$

L_{\max} : La longueur maximale entre les entre axes d'appuis où :

$L_{\max} = 6.7 \text{ m}$ pour notre projet.

Sachant que : b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

$$\Rightarrow 44.66 \text{ cm} \leq h \leq 67 \text{ cm}.$$

Soit : $h = 45 \text{ cm}$

Pour la largeur (b) : $0,3h \leq b \leq 0,7h$ (selon BAEL 91)

$$13.5 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm}$$

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

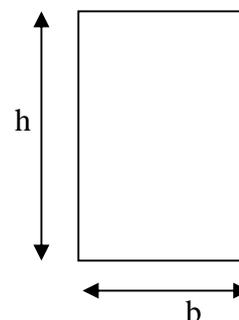


Fig.II.7 : Dimension de la poutre

• **Vérifications selon RPA99 :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right. \quad \text{RPA (Article 7.5.1)}$$

Pour $h= 45 \text{ cm}$, $b = 30 \text{ cm}$ on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié.} \\ h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié.} \\ h / b = 45 / 30 = 1.5 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifié.} \end{array} \right.$$

La condition est vérifiée, donc on adopte pour les poutres principales une section de : $b \times h = (30 \times 45) \text{ cm}^2$.

B)- Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

• **Selon le BAEL91 :**

Leur hauteur doit satisfaire les conditions de flèche :

$$(L_{\max} / 15) \leq h \leq (L_{\max} / 10).$$

L_{\max} : Est la longueur maximale entre les entre axes d'appuis où :

$$L_{\max} = 3.99\text{m}.$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

$$\Rightarrow 26.6 \text{ cm} \leq h \leq 39.9 \text{ cm}.$$

On prend $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

• **Vérifications selon le RPA99:**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), les conditions à satisfaire sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right. \quad \text{RPA (Article 7.5.1)}$$

Pour $h= 35 \text{ cm}$, $b = 30 \text{ cm}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié.} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié.} \\ h / b = 35 / 30 = 1.16 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifié.} \end{array} \right.$$

La condition est vérifiée, donc on adopte pour une poutre secondaire d'une section : $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

II.3.2. Les poteaux :

Le poteau est un élément vertical dont une dimension est grande par rapport aux autres. Il est destiné essentiellement à transmettre les charges verticales au sol.

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

Pour cela en pré dimensionne selon les trois critères suivant:

- Critère de résistance : d'après le BAEL91.
- Critère de stabilité de forme.
- Les règles de RPA/version 2003.

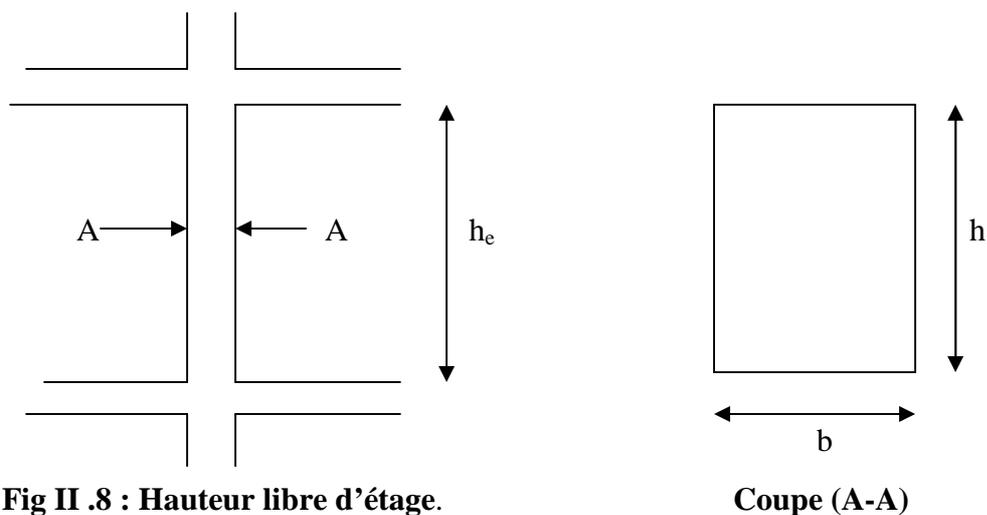


Fig II .8 : Hauteur libre d'étage.

Coupe (A-A)

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur libre (h_e) en une seule fois, et les dimensions de la section transversale doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min (b, h) \geq h_e / 20 \\ 1 / 4 \leq (b / h) \leq 4 \end{array} \right. \quad (\text{zone IIa}) \quad \text{RPA (article 7.4.1)}$$

Avec :

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

$h_e = 4,10\text{m}$ Pour le sous sol.

$h_e = 3,88\text{m}$ Pour RDC.

$h_e = 2,86 \text{ m}$ Pour les étages du 1^{er} jusqu'aux 9^{ème} étage.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

- **Les prés dimensions des poteaux sont supposés :**

-Sous sol, RDC : $(b, h) = (55, 50) \text{ cm}^2$.

- 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} étage : (b, h) = (50, 45) cm².
- 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage : (b, h) = (45, 40) cm².
- 7^{ème} et 8^{ème}, 9^{ème} étage : (b, h) = (40, 35) cm².

II.3.3. Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé pleins ou comportent des ouvertures, destinée à assurer le contreventement et reprendre les charges verticales.

- **Pré dimensionnement :**

h_e : Hauteur libre d'étage.

e : Epaisseur du voile.

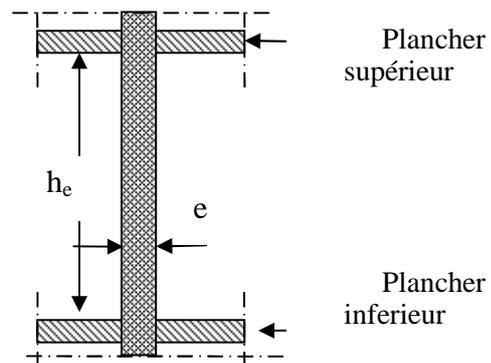


Fig II.9: coupe verticale d'un voile

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions du voile doivent satisfaire les conditions du RPA99 suivantes :

- $e \geq 15$ cm..... (1).
- $e \geq h_e / 20$ (2).
- $L \geq 4 e$ (3).

Dans notre cas on a :

Sous-sol : $e \geq \frac{410}{20} = 20.5$ cm

RDC : $e \geq \frac{388}{20} = 19.4$ cm

Autre niveau : $e \geq \frac{286}{20} = 14.3$ cm

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 25 \text{ cm pour le sous sol.} \\ e = 20 \text{ cm pour le RDC et les autres étages.} \end{array} \right.$$

II.4. Evaluation des charges et surcharges :

II.4.1. Plancher terrasse accessible :

➤ **Tableau II.1:** Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible.

Désignation des éléments	Epaisseur en (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	18	0.36
Forme de pente	0.065	22	1.43
Multicouche d'étanchéité	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Plancher à corps creux (16+4)	0.2	14.25	2.85
Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
			$\Sigma = 5.47$

La charge permanente totale qu'on a est $G_{terr} = 5.47 \text{ KN/m}^2$.

La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse accessible est estimée à

$$Q_{terr} = 1.5 \text{ KN/m}^2. \quad [5]$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 9.63 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s = G + Q = 6.97 \text{ KN/m}^2.$$

II.4.2. La terrasse inaccessible :

➤ **Tableau II.2:** Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	Epaisseur en (m)	Densité (KN/m ³)	Poids en (KN/m ²)
Gravillons de protection	0.05	20	1
Multicouche d'étanchéité	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Plancher à corps creux (16+4)	0.2	14.25	2.85
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Forme de pente	0.1	22	2.2
			$\Sigma = 6.69$

Donc la charge permanente totale qu'on a est :

$$G_{terr} = 6.69 \text{ KN/m}^2.$$

La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible est estimée à

$$Q_{terr} = 1 \text{ KN/m}^2. \quad [5]$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.53 \text{ KN/m}^2; \quad q_s = G + Q = 7.69 \text{ KN/m}^2.$$

II.4.3. Plancher de l'étage courant :

➤ **Tableau II.3:** Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant :

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids en (KN/m ²)
Cloison de séparation	0.1	10	1
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	18	0.36
Lit de sable	0.03	18	0.54
Plancher à corps creux (16+4)	0.2	14.25	2.85
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
			$\Sigma = 5.51$

La charge permanente qu'on a est $G_{\text{étage}} = 5.51 \text{ KN/m}^2$.

La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage courant est estimée à $Q=1.5\text{KN/m}^2$. [5]

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 9.68 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 7.01 \text{ KN /m}^2$$

II.4.4. Plancher RDC et S- SOL :

➤ **Tableau II.4:** Evaluation des charges dans le plancher RDC et S-SOL :

Désignations des éléments	Epaisseurs (m)	Densités (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Cloison de séparation	0.1	10	1
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	18	0.36
Lit de sable	0.03	18	0.54
Plancher à corps creux (16+4)	0.2	14.25	2.85
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
			$\Sigma=5.51$

La charge permanente totale qu'on a est $G_{\text{RDC, S SOL}} = 5.51 \text{ KN/m}^2$.

La charge d'exploitation à prendre pour le RDC et S-SOL est estimée à $Q= 5 \text{ KN/m}^2$. [5]

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 14.93 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 10.51 \text{ KN/m}^2$$

II.4.5. Dalles pleines :

➤ **Tableau II.5:** Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	0.14	25	3.50
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	18	0.36
Sable fin	0.02	18	0.36
Enduit de ciment	0.015	14	0.21
			$\Sigma = 4.83$

La charge permanente totale qu'on a est $G_{dalle} = 4.83 \text{ KN/m}^2$.

La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage courant est estimée à $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$. [5]

La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage commercial est estimée à $Q = 5 \text{ KN/m}^2$. [5]

La charge d'exploitation à prendre dans le cas des balcons est estimée à $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$. [5]

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.77 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s = G + Q = 8.33 \text{ KN/m}^2.$$

II.4.6. Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses) :

➤ **Tableau II.6:** Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

Désignation des Eléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit extérieur en ciment	0.015	20	0.3
Briques creuses	0.15	9	1.35
Briques creuses	0.1	9	0.9
Enduit intérieur en ciment	0.01	20	0.2
			$\Sigma = 2.75$

La charge permanente totale qu'on a est $G_{mur\ extérieur} = 2.75 \text{ KN/m}^2$.

II.4.7. Murs de séparation entre appartement :

➤ **Tableau II.7:** Evaluation des charges dans les murs de séparation.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit plâtre	0.015	10	0.15
Brique creuse	0.15	9	1.35
Enduit plâtre	0.015	10	0.15
			$\Sigma = 1.65$

La charge permanente totale qu'on a est $G_{mur\ séparation} = 1.65 \text{ KN/m}^2$.

II.4.8. Mur extérieur pour la terrasse accessible :

➤ **Tableau II.8:** Evaluation des charges pour le mur extérieur de la terrasse accessible.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit en ciment	0,015	20	0,3
Brique creuse	0,15	9	1,35
Enduit en ciment	0,01	20	0,2
			$\Sigma = 1,85$

La charge permanente totale qu'on a est $G = 1,85 \text{ KN/m}^2$.

II.4.9. Les escaliers :

Le palier :

➤ **Tableau II.9 :** Evaluation des charges du palier.

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densité (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	18	0.36
Lit de sable	0.03	18	0.54
Dalle en BA	0.14	25	3.5
Enduit ciment	0.02	18	0.36
			$\Sigma=5.01$

$G_{\text{palier}} = 5.01 \text{ KN/m}^2$; $Q_{\text{Escalier}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$. [5]

$P_u = 1.35G + 1.5Q = 10.51 \text{ KN/m}^2$; $P_s = G + Q = 7.06 \text{ KN/m}^2$.

Volée d'escalier :

➤ **Tableau II.10 :** Evaluation des charges de la volée.

Désignation des éléments	Epaisseurs(m)	Densités (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement de sol en Carrelage horizontale	0.02	20	0.4
Revêtement de sol en carrelage verticale	0.02	25	0.26
Mortier de pose	0.02	18	0.36
Lit de sable	0.03	18	0.54
Paillasse	$0.14 \times \text{Cos}(32.3^\circ)$	25	2.95
Garde-corps	0.01	60	0.6
Marches	17/2	25	2.12
			$\Sigma=7.23$

$G_{\text{volée}} = 7.23 \text{ KN/m}^2$; $Q_{\text{escalier}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$. [5]

$P_u = 1.35G + 1.5Q = 13.51 \text{ KN/m}^2$. $P_s = G + Q = 9.73 \text{ KN/m}^2$.

Voile :

➤ **Tableau II.11:** évaluation des charges de voile RDC et les étages courants.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ m ²)
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Mur en béton armé	0.2	25	5
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
			$\Sigma=5.6$

$G=5.6 \text{ KN/m}^2$.

➤ **Tableau II.12:** évaluation des charges pour le voile du sous sol.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ m ²)
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Mur en béton armé	0.25	25	6.25
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
			Σ=6.85

$G=6.85 \text{ KN/m}^2.$

II.5 : La descente de charge :

On appelle descente de charges, le principe de distribution des charges sur les différents éléments qui compose la structure.

La transmission de ces charges commencée de niveau le plus haut jusqu’au niveau le plus bas de la structure. On effectuera cette descente de charge pour le poteau le plus sollicité.

➤ **La loi de dégression des charges d’exploitation : [5]**

Q à chaque niveau est déterminé comme suite :

Sous la terrasse..... $Q_0.$

Sous le dernier étage $Q_0 + Q_1.$

Sous l’étage immédiatement inférieur..... $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2).$

Sous l’étage immédiatement inférieur..... $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3).$

Pour $n \geq 5$ $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 \dots Q_n).$

Tell que: Q_0 : la surface d’exploitation sur la terrasse couvrante le bâtiment.

Q_1 et Q_2 Q_n : Les charges d’exploitation respectives des planches des étages 1, 2.....n ; numéroté à partir du sommet de bâtiment.

➤ **Poteau de la cage d’escalier :**

La terrasse inaccessible :

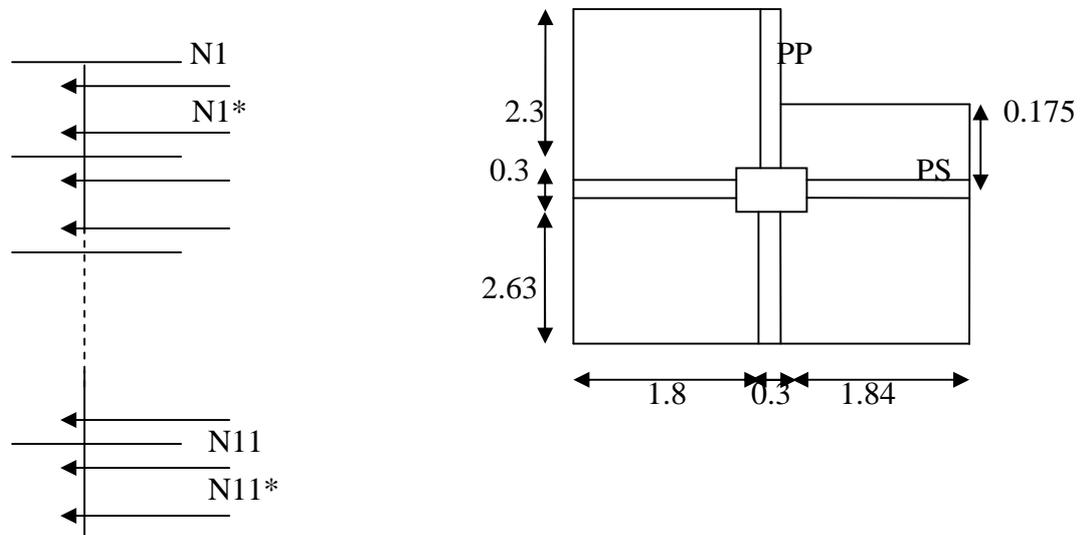


Fig.II.10 : Schéma statique de la descente de charge

La surface afférente du plancher :

$$S = (2.3+2.63) \times 1.8 + (2.63+0.715) \times 1.84$$

$$S = 15.02 \text{ m}^2.$$

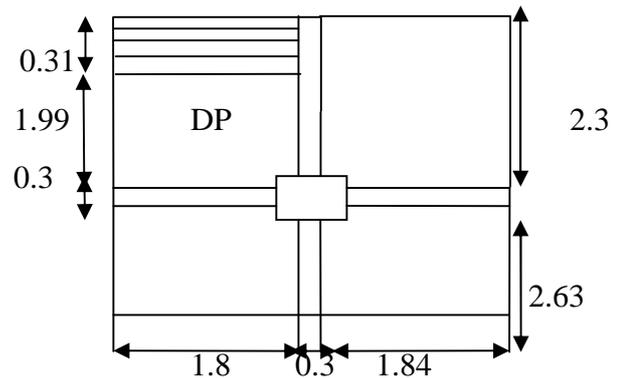
Les étages courants :

Surface afférente du corps creux :

$$S = 2.63 \times (1.84+1.8) + (2.3 \times 1.84) = 13.8 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{escalier}} = 0.31 \times 1.8 = 0.56 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{dalle pleine}} = 1.99 \times 1.8 = 3.58 \text{ m}^2.$$



La surface afférente totale du Poteau:

$$S = (2.3+2.63) \times 1.84 + (2.63 + 2.3) \times 1.8 = 17.94 \text{ m}^2.$$

• **Tableau II.13 : Descente de charge pour le poteau de la cage d'escalier :**

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N ₁	Terrasse inaccessible : 6.69 × 15.02 =	100.48	Q ₀ = 15.02
	Poutre principale : 25x0.3x0.45x (2.3+2.63)=	16.63 } P1	
	Poutre secondaire : 25x0.3x0.35x (1.84+1.8)=	9.55 }	
	Acrotère : [0.4+ (0.0885 × 25)] × (2.3+1.84)=	10.8	
	Totale	137.46	
N ₁ *	N ₁	137.46	/
	Poids propre du poteau : 0.4 × 0.35 × 3.06 × 25 =	10.71	
	Totale	148.17	
N ₂	N ₁ *	148.17	49.65
	Terrasse accessible : 5.47 × 13.8 =	75.48	
	Mur intérieur :		
	0.26 × (3.06-0.45) × (0.6+0.9+2.3+0.16) =	42.95	
	Volée d'escalier : 7.23 × 0.56 =	4.04	
	Dalle pleine : 4.83 × 3.58 =	17.29	
P ₁ = 16.63 + 9.55 =	26.18		
	Totale	314.11	

N ₂ *	N ₂ Poteau : $0.4 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 =$	314.11	/
		1071	
	Totale	324.82	
N ₃	N ₂ * Plancher étage courant : $5.51 \times 13.8 =$ P ₁ Volée Dalle pleine Murs extérieurs : $0.26 \times (0.16 + 0.59) \times (3.06 - 0.45) + [2.61 \times (2.3 + 0.6 + 0.9)]$	324.82	80.81
		76.03	
		26.18	
		4.04	
		17.29	
		3.08	
	Totale	451.44	
N ₃ *	N ₃ Poteau	451.44	/
		10.71	
	Totale	462.15	
N ₄	N ₃ * P ₁ Plancher étage courant Volée Dalle pleine Mur intérieur	462.15	108.52
		26.18	
		76.03	
		4.04	
		17.29	
		3.08	
	Totale	588.77	
N ₄ *	N ₄ Poteau : $0.45 \times 0.4 \times 25 \times 3.06$	588.77	/
		13.77	
	Totale	602.54	
N ₅	N ₄ * P ₁ Plancher étage courant Volée dalle pleine murs extérieurs	602.54	132.76
		26.18	
		76.03	
		4.04	
		17.29	
		3.08	
	Totale	729.16	
N ₅ *	N ₅ Poteau	729.16	/
		13.77	
	Totale	742.93	
N ₆	N ₅ * P ₁ Etage courant Volée dalle pleine Murs intérieurs	742.93	153.54
		26.18	
		76.03	
		4.04	
		17.29	
		3.08	
	Totale	869.55	
N ₆ *	N ₆ Poteau	869.55	/
		13.77	
	Totale	883.32	

N ₇	N ₆ [*] P ₁ Etage courant Volée dalle pleine Mur intérieur	883.32 26.18 76.03 4.04 17.29 3.08 Totale	170.85
		1009.94	
N ₇ [*]	N ₇ Poteau	1009.94 17.21 Totale	/
		1027.15	
N ₈	N ₇ [*] P ₁ Etage courant Mur intérieur Volée Dalle pleine	1027.15 16.18 76.03 3.08 4.04 17.29 Totale	188.10
		1153.77	
N ₈ [*]	N ₈ Poteau	1153.77 17.21 Totale	/
		1170.98	
N ₉	N ₈ [*] P ₁ Etage courant Mur intérieur Volée Dalle pleine	1170.98 26.18 76.03 3.08 4.04 17.29 Totale	206.17
		1297.6	
N ₉ [*]	N ₉ Poteau	1297.6 17.21 Totale	/
		1314.81	
N ₁₀	N ₉ [*] P ₁ Etage courant Mur intérieur Volée Dalle pleine	1314.81 26.18 76.08 3.08 4.04 17.29 Totale	223.83
		1441.43	
N ₁₀ [*]	N ₁₀ Poteau : $0.55 \times 0.5 \times 25 \times 4.08 =$	1441.43 28.05 Totale	/
		1469.48	
N ₁₁	N ₁₀ [*] P ₁ Plancher étage commercial : $5.51 \times 13.8 =$ Mur intérieur : $0.26 \times (0.16 + 0.59 + 2.3 + 0.6 + 0.9) \times (4.08 - 0.45) =$ Volée	1469.48 26.18 76.03 4.29 4.04 17.29	295.66

	Dalle pleine	Totale	1597.31	
N_{11}^*	N_{11} Poteau		1597.31	/
			29.56	
		Totale	1626.87	

$G = 1626.87 \text{ KN}$ Et $Q = 295.66 \text{ KN}$

$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 2639.78 \text{ KN} \Rightarrow$

$N_u = 2639.78 \text{ KN.}$

➤ **Poteau de rive :**

Surface afférente pour tous les planchers :

$S = 3.2 \times (1.5 + 1.55) = 9.76 \text{ m}^2.$

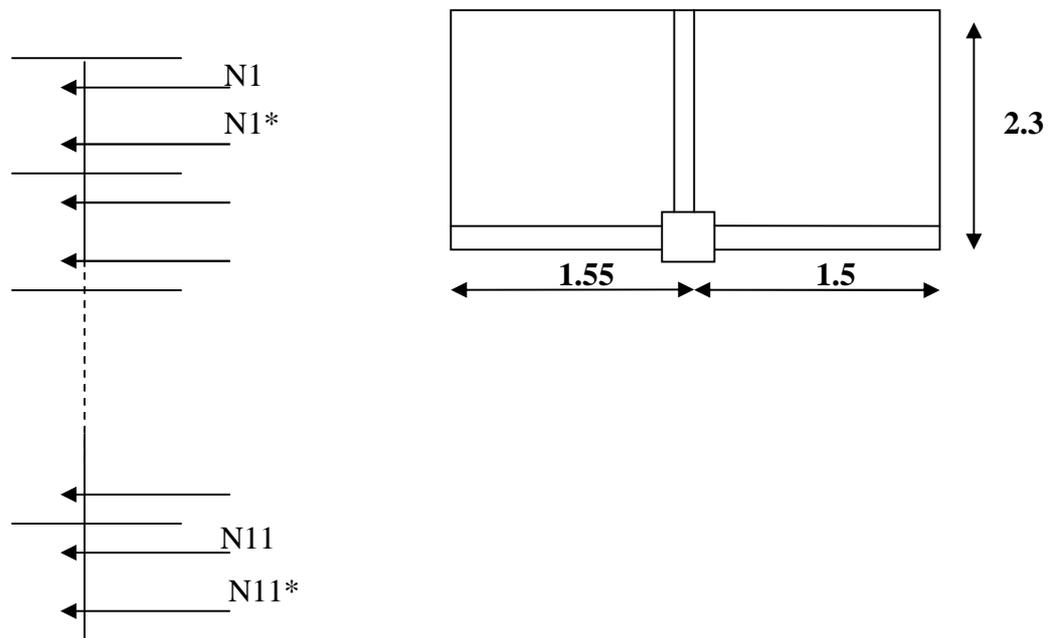


Fig.II.11 : Schéma statique de la descente de charge

➤ **Tableau II .14 : Descente de charge pour le poteau de rive :**

Niveau	Elément	G (KN)	Q (KN)
N_1	Poutre principale : $25 \times 0.3 \times 0.45 \times 3.2 =$	10.8	/
	Poutre secondaire : $25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.25 =$	8	
	Totale	18.8	
N_1^*	N_1	18.8	/
	Poids propre du poteau : $0.35 \times 0.4 \times 25 \times 3.06 =$	10.71	
	Totale	29.51	

N ₂	Terrasse accessible : $5.47 \times 9.76 =$ P ₁ Murs extérieur : $[1.85 \times (3.06 - 0.45) \times 3.2]$ + $[1.85 \times 3.05 \times (3.06 - 0.45)]$	53.38	14.64
		18.8	
		30.17	
	Totale	102.35	
N ₂ *	N ₂ Poteau	102.35	/
		10.71	
	Totale	113.06	
N ₃	N ₂ * P ₁ Plancher étage courant Mur extérieur Murs intérieurs	113.06	29.28
		18.8	
		53.77	
		50.87	
		1.35	
	Totale	237.85	
N ₃ *	N ₃ Poteau	237.85	/
		10.71	
	Totale	248.56	
N ₄	N ₃ * P ₁ Plancher étage courant Mur extérieur Mur intérieur	248.56	42.45
		18.8	
		53.77	
		50.87	
		1.35	
	Totale	373.35	
N ₄ *	N ₄ Poteau : $25 \times 0.45 \times 0.4 \times 3.06$	373.35	/
		13.77	
	Totale	387.12	
N ₅	N ₄ * P ₁ Plancher étage courant Mur extérieur Mur intérieur	387.12	54.16
		18.8	
		53.77	
		50.87	
		1.35	
	Totale	511.91	
N ₅ *	N ₅ Poteau	511.91	/
		13.77	
	Totale	525.68	
N ₆	N ₅ * P ₁ Plancher étage courant Mur extérieur Mur intérieur	525.68	64.41
		18.8	
		53.77	
		50.87	
		1.35	
	Totale	650.47	
N ₆ *	N ₆ Poteau	650.47	/
		13.77	
	Totale	664.24	

N ₇	N ₆ [*] P ₁ Plancher étage courant Mur extérieur Mur intérieur Totale	664.24 18.8 53.77 50.87 1.35 789.03	73.2
N ₇ [*]	N ₇ Poteau : 25 × 0.45 × 0.5 × 3.06 Totale	789.03 17.21 806.24	/
N ₈	N ₇ [*] P ₁ Plancher étage courant Mur extérieur Mur intérieur Totale	806.24 18.8 53.77 50.87 1.35 931.03	80.52
N ₈ [*]	N ₈ Poteau Totale	931.03 17.21 948.24	/
N ₉	N ₈ [*] P ₁ Plancher étage courant Mur extérieur Mur intérieur Totale	948.24 18.8 53.77 50.87 1.35 1073.03	87.81
N ₉ [*]	N ₉ Poteau Totale	1073.03 17.21 1090.24	/
N ₁₀	N ₉ [*] P ₁ Plancher étage courant Mur extérieur Mur intérieur Totale	1090.24 18.8 53.77 50.87 1.35 1215.03	95.45
N ₁₀ [*]	N ₁₀ Poteau : 25 × 0.55 × 0.5 × 4.08 Totale	1215.03 28.05 1243.08	/
N ₁₁	N ₁₀ [*] P ₁ Etage commercial : 5.51 × 9.76 Murs extérieur : [5.6 × 1.55 × (4.08 - 0.35)] + [2.75 × 3.2 × (3.06 - 0.45)] Totale	1243.08 18.8 53.77 55.34 1370.99	141.91
N ₁₁ [*]	N ₁₁ Poteau : 25 × 0.55 × 0.5 × 4.3 Totale	1370.99 29.56 1400.55	/

G = 1400.55 KN et Q = 141.91 KN

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow N_u = 2103.6 \text{ KN.}$$

• **Pré dimensionnement :**

Les poteaux sont pré dimensionnés selon l'effort normal ultime maximal :

$$N_u = \max (2639.76 ; 2103.6) \text{ KN}$$

$$N_u = 2639.76 \text{ KN.}$$

Le pré dimensionnement se fait en vérifiant les conditions du CBA93 (compression, flambement) et du RPA99 (effort normal réduit).

Remarque :

L'effort normale doit être majoré de 10% selon le **CBA93 (article B.8.11)** tel que :

$$N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$$

L'effort normal maximum $N = 2639.76 \text{ KN}$, Donc : $N_u = 1.1 \times 2639.76 = 2903.73 \text{ KN}$.

➤ **Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = N_u / B \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.85 \times f_{c28} / 1.5 = 14.2 \text{ MPa}$.

B : section du béton.

$$B \geq N_u / \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow B \geq 2903.73 \times 10^{-3} / 14.2 = 0.2 \text{ m}^2.$$

$$B \geq 0.2 \text{ m}^2.$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

➤ **Tableau II. 15:** Vérification de la compression.

Niveau	Nu (MN)	B (m ²)	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Sous sol, RDC	2903.73×10^{-3}	$(0.55 \times 0.5) = 0.275$	10.55	14.2	vérifier
1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} niveau	2292.67×10^{-3}	$(0.5 \times 0.45) = 0.225$	10.18	14.2	vérifier
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} niveau	1565.07×10^{-3}	$(0.45 \times 0.4) = 0.18$	8.69	14.2	vérifier
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} niveau	819.62×10^{-3}	$(0.4 \times 0.35) = 0.14$	5.85	14.2	vérifier

➤ **Vérification des conditions du RPA :**

$$\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

$$\min (b_1, h_1) \geq h_e / 20 \dots\dots\dots(2)$$

$$0.25 \leq b_1 \leq 4 \dots\dots\dots(3)$$

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

➤ **Vérification du flambement:**

D'après le CBA93; On doit faire la vérification suivante: **CBA93 (article B.8.2.1)**

$$N_u \leq \bar{N}_u = \alpha \times [B_r \cdot f_{c28} / 0.9 \cdot \gamma_b + A_s \times f_e / \gamma_s]$$

Tel que: α = coefficient tenant compte de l'élancement.

$$\alpha = 0.85 / [1 + 0.2 \times (\lambda/35)^2] \quad \text{Pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \times (50/\lambda)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15

$$\lambda = l_f / i \text{ avec } l_f = 0.7 \times l_0$$

l_f : la longueur de flambement

i : rayon de giration ; $i = \sqrt{I/B}$; $I = b \cdot h^3 / 12$

On prend: $A_s = 1\% B_r$.

$$B_{r \text{ cal}} \geq Nu / \alpha \times [f_{c28} / (0.9 \times \gamma_b) + f_e / (100 \times \gamma_s)]$$

$$B_r = (a-2)(b-2)$$

Il faut vérifier que : $B_r \geq B_{r \text{ cal}}$

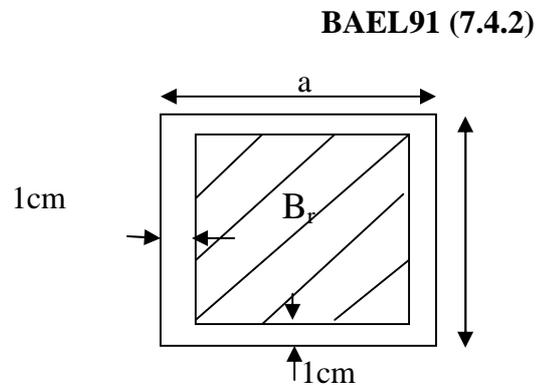


Fig II.12: Section brute (Br).

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

➤ **Tableau II.16 : vérification au flambement.**

Type de poteau	B (cm ²)	L ₀ (cm)	L _f (cm)	λ	α	B _r (cm ²)	Nu (KN)	B _{r cal} (cm ²)
55 × 50	2750	410	287	18.07	0.806	2544	2903.73	1639.05
50 × 45	2250	286	200.2	13.87	0.824	2064	2292.67	1265.86
45 × 40	1800	286	200.2	15.41	0.818	1634	1565.07	870.46
40 × 35	1400	286	200.2	17.34	0.810	1254	819.62	460.34

D'après le tableau ci dessus le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

➤ **Vérification de l'effort normal réduit :**

Selon le **RPA (article.7.1.3.3)** il faut vérifier :

$$V = N_u / (B \times f_{c28}) \leq 0.3$$

Ce tableau résume les vérifications de l'effort normal réduit :

➤ **Tableau II.17 : vérification de l'effort normal réduit.**

Niveau	Nu (MN)	B (m ²)	V	V ≤ 0.3
Sous sol, RDC	2639.76 × 10 ⁻³	0.275	0.383	Non vérifier
1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} niveau	2084.24 × 10 ⁻³	0.225	0.37	Non vérifier
4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} niveau	1422.8 × 10 ⁻³	0.18	0.31	Non vérifier
7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} niveau	745.1 × 10 ⁻³	0.14	0.212	Vérifier

II .6 : Conclusion :

Après le pré dimensionnement des éléments structuraux, nous avons opté les sections suivantes :

- Poutres principales : (45 × 30) cm²
- Poutres secondaires : (35 × 30) cm²
- Poteaux du RDC et Sous sol : (65 × 60) cm²
- Poteaux du 1^{ème}, 2^{ème} : (60 × 55) cm²
- Poteaux du 3^{ème}, 4^{ème} : (55 × 50) cm²
- Poteaux du 5^{ème}, 6^{ème} : (50 × 45) cm²
- Poteaux du 7^{ème}, 8^{ème} : (45 × 40) cm²
- Poteaux du 9^{ème} : (40 × 35) cm²

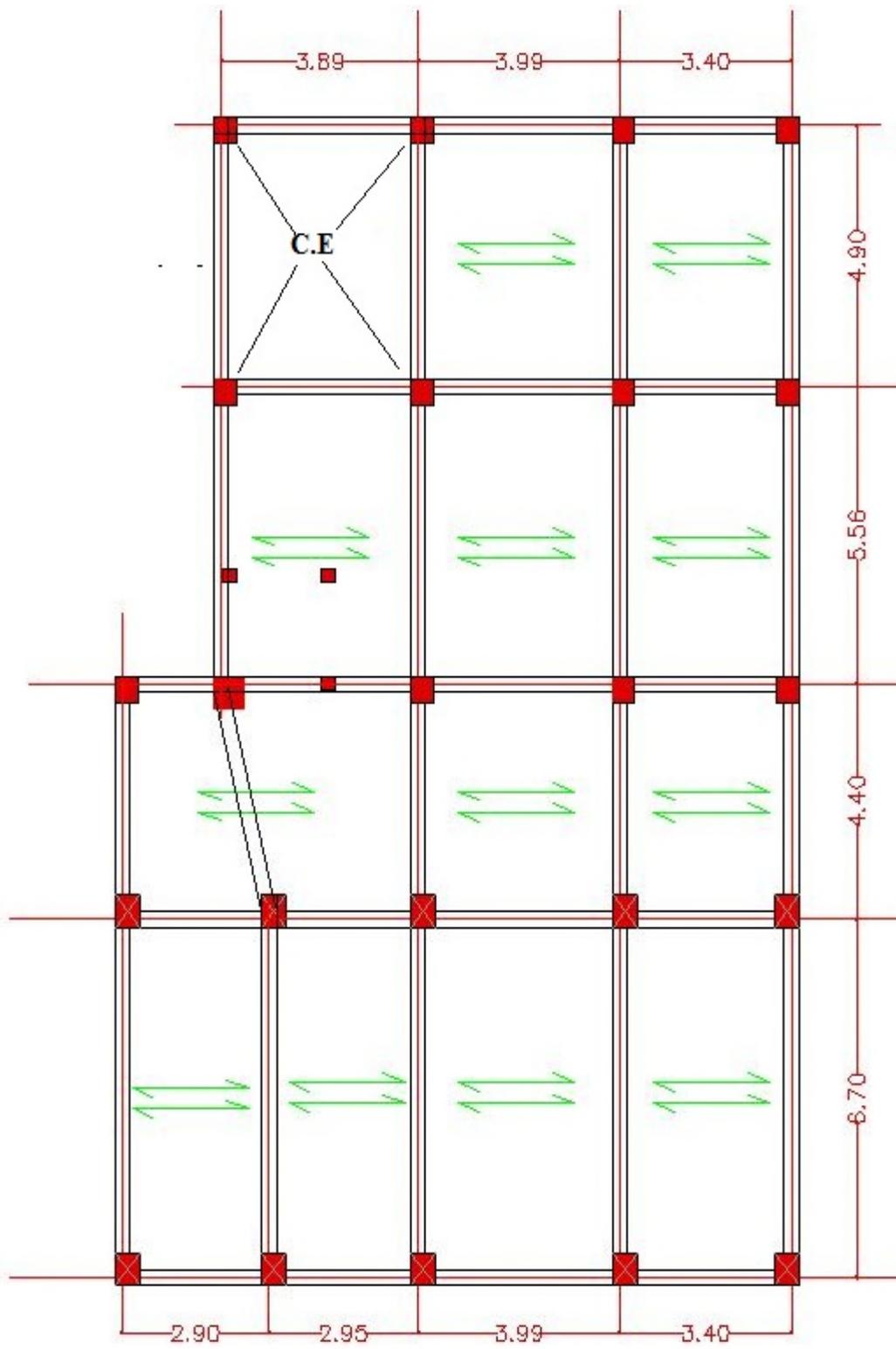


Fig .II.2 : Disposition des potrelles.

III.1. Calcul des planchers :

III.1.1. Introduction :

Les planchers sont des aires, généralement horizontales limitant les étages et supportant les revêtements des sols, ils doivent être conçus de façon à :

- Supporter leurs poids propres et les surcharges d’exploitations.
- Bonne isolation thermique et phonique.
- Transmission des charges et surcharges aux éléments secondaires qui vont transmettre à leurs tours aux fondations.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

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

Les planchers à corps creux sont utilisés généralement pour les bâtiments à surcharge modérée c'est-à-dire :

$Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$. Il est utilisé souvent en habitation pour la bonne isolation qu’il possède, aussi parce qu’il permet d’avoir un plafond uni.

III.1.2. Etude des poutrelles :

1. Les différents types de poutrelles :

On a 3 types de poutrelles :

➤ **Tableau III.1 : Les types des poutrelles.**

Type	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{eme} type	
3 ^{eme} type	

○ **Calcul des charges revenant aux poutrelles :**

A l’ELU : $P_u = 1.35 G + 1.5 Q$ et $q_u = 0.65x P_u$.

A l’ELS : $P_s = G + Q$ et $q_s = 0.65 x P_s$.

• **Plancher terrasse inaccessible :**

$$\begin{cases} G = 6.69 \text{ KN/m}^2. \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = 6.84 \text{ KN/m.}$$

$$q_s = (G+Q) \times 0.65 = 5 \text{ KN/m.}$$

• **Plancher terrasse accessible :**

$$\begin{cases} G = 5.47 \text{ KN/m}^2. \\ Q = 1.5 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = 6.25 \text{ KN/m.}$$

$$q_s = (G+Q) \times 0.65 = 4.53 \text{ KN/m.}$$

• **Plancher étage courant :**

$$\begin{cases} G = 5.51 \text{ KN/m}^2. \\ Q = 1.5 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

$$q_u = (1.35 \times 5.51 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.29 \text{ KN/m.}$$

$$q_s = (5.51 + 1.5) \times 0.65 = 4.55 \text{ KN/m.}$$

• **Plancher du RDC et sous-sol:**

$$\begin{cases} G = 5.51 \text{ KN/m}^2. \\ Q = 5 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

$$q_u = (1.35 \times 5.51 + 1.5 \times 5) \times 0.65 = 9.71 \text{ KN/m.}$$

$$q_s = (5.51 + 1.5) \times 0.65 = 6.83 \text{ KN/m.}$$

○ **Combinaison d'action et calcul des charges :**

➤ **Tableau III.2 : Combinaison de calcul à l'ELU et l'ELS :**

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			p _u (KN/m ²)	q _u (KN/m)	p _s (KN/m ²)	q _s (KN/m)
Terrasse inaccessible	6.69	1	10.53	6.84	7.69	5
Terrasse accessible	5.47	1.5	9.63	6.25	6.97	4.53

Etages courants	5.51	1.5	9.68	6.29	7.01	4.55
RDC et sous-sol	5.51	5	14.93	9.71	10.51	6.83

2. Calcul des sollicitations :

➤ **Méthode de calcul des poutrelles :**

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des poutres continues. Pour le calcul des sollicitations on applique deux méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

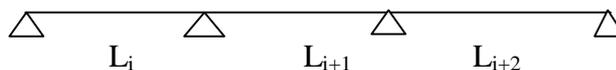
a. Méthode forfaitaire :

○ **Conditions d'application :**

C'est une méthode qui s'applique pour les poutres continues (poutrelles) et pour les dalles portant dans un seul sens ($\frac{lx}{ly} \leq 0.4$).

Les conditions d'application sont :

- 1- Plancher à surcharge modéré c'est-à-dire : $Q \leq \min (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$.
- 2- Fissuration peu nuisible.
- 3- Inertie constant pour toutes les poutrelles.
- 4- $\frac{L_i}{L_{i+1}} \in [0.8 ; 1.25]$.



b. Méthode de Caquot minorée :

Si l'un des conditions 2,3 et 4 ne sont pas vérifiées on applique la méthode de Caquot minorée.

c. Méthode de Caquot :

Cette méthode s'applique pour les planchers a surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers a surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

❖ **Exposé de la méthode forfaitaire :**

Vérification des conditions d'application :

- 1) Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \min (2G ; 5) \text{ KN/m}^2$.

-Plancher terrasse inaccessible :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 6.69 \text{ KN/m}^2. \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right. \Rightarrow 1 \leq \min (2 \times 6.69 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

-Plancher terrasse accessible:

$$\begin{cases} G= 5.47 \text{ KN/m}^2 \\ Q= 1.5 \text{ KN/m}^2. \end{cases} \Rightarrow 1.5 \leq \min (2 \times 5.47 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

-Plancher d'étage courant :

$$\begin{cases} G= 5.51 \text{ KN/m}^2 \\ Q=1.5 \text{ KN/m}^2. \end{cases} \Rightarrow 1.5 \leq \min (2 \times 5.51 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

-Plancher du RDC et sous-sol :

$$\begin{cases} G= 5.51 \text{ KN/m}^2 \\ Q= 5 \text{ KN/m}^2. \end{cases} \Rightarrow 5 \leq \min (2 \times 5.51 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

-Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.....c'est vérifier.

-Le rapport $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$:

Type 1 : $0.8 \leq (\frac{2.9}{2.95} ; \frac{2.95}{3.99} ; \frac{3.99}{3.4}) \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifier.}$

Type 2 : $0.8 \leq \frac{3.99}{3.4} = 1.17 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifier.}$

-Fissuration peu préjudiciable.

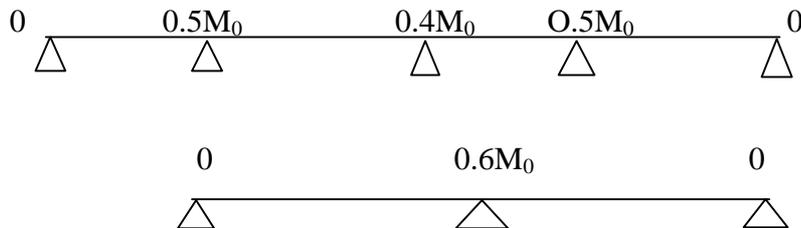
Les 4 conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

o **Principe de la méthode forfaitaire :**

Les moments fléchissant :

$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$: le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations

et permanentes en valeur pondérée.



M₀ : moment isostatique.

M_d : moment sur l'appui de droite.

M_g : moment sur l'appui de gauche.

M_t : moment en travée.

On vérifie alors les conditions suivantes : $M_t + \frac{Mg+Md}{2} \geq \max \begin{cases} 1.05 M_0 \\ (1+0.3\alpha) M_0. \end{cases}$

$M_t \geq ((1.2+0.3\alpha)/2) \times M_0$ pour une travée de rive.

$M_t \geq ((1+0.3\alpha)/2) \times M_0$pour une travée intermédiaire.

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- $0.5 \times M_0$: pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 \times M_0$: pour les appuis intermédiaire pour une a plus de deux travées.
- $0.6 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre de deux travées.
- $0.15 \times M_0$: pour les appuis de rives.

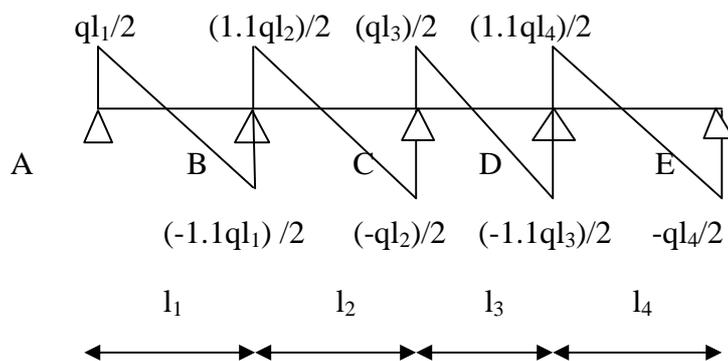
○ **Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de la RDM :

1-Méthode forfaitaire :

On supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire ou l'on tient compte des moments de continuité majorant.

L'effort tranchant isostatique V_0 avec :



15% pour une poutre à deux travées.

10% pour une poutre à plus de deux travées.

2-Méthode de la RDM :

$$V_i = V_0 + \frac{M_i - M_{i-1}}{L_i}$$

4. Calcul des moments et efforts tranchants des poutrelles :

a- Poutrelles du plancher terrasse inaccessible : (type 1)

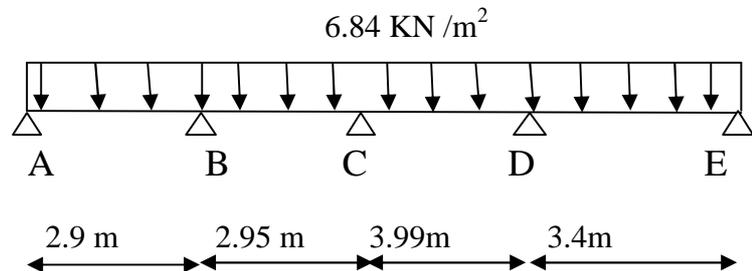


Fig III.1.1 : Schéma statique d'une poutrelle.

Moments isostatiques :

ELU :

$$\text{Travée AB : } M_0 = \frac{qu}{8} \cdot L^2$$

$$M_0 = (6.84 \times 2.9^2) / 8 = 7.19 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Travée BC : } M_0 = 7.44 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Travée CD : } M_0 = 13.61 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Travée DE : } M_0 = 9.88 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Donc : } M_{0u}^{\max} = 13.61 \text{ KN.m.}$$

ELS :

$$\text{Travée AB : } M_0 = (q_s \times L^2) / 8 = (5 \times 2 \times 9^2) / 8 = 5.25 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Travée BC : } M_0 = 5.43 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Travée CD : } M_0 = 9.95 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Travée DE : } M_0 = 7.22 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Donc : } M_{0s}^{\max} = 9.95 \text{ KN.m.}$$

Moments aux appuis :

Appuis de rive :

$$M_A = M_E = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $(-0.15 \times M_0)$ avec :

$$M_0 = \max (M_{0AB} ; M_{0BC} ; M_{0CD} ; M_{0DE}).$$

$$\text{L'ELU : } M_{Au} = M_{Eu} = -0.15 \times 13.61 = -2.04 \text{ KN.m.}$$

$$\text{L'ELS : } M_{As} = M_{Es} = -0.15 \times 9.95 = -1.49 \text{ KN.m.}$$

Appuis intermédiaire :

L'ELU :

$$M_B^u = M_D^u = -0.5 \times M_{0u}^{\max} = -6.80 \text{ KN.m.}$$

$$M_C^u = -0.4 \times M_{0u}^{\max} = -5.44 \text{ KN.m.}$$

L'ELS:

$$M_B^s = M_D^s = -4.97 \text{ KN.m.}$$

$$M_C^s = -3.98 \text{ KN.m.}$$

Les moments fléchissant en travées:

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.69} = 0.13$$

$$(1 + 0.3\alpha) = (1 + 0.3 \times 0.13) = 1.04$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.13}{2} = 0.62$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} = 0.52$$

Travée de rive :

L'ELU :

Travée AB :

$$M_t^1 + \frac{0+6.8}{2} \geq \max (1.05 ; 1+0.3\alpha) M_0$$

$$M_t^1 + \frac{6.8}{2} \geq \max (1.05 ; 1.04) M_0$$

$$M_t^1 \geq 7.54 - 3.4 = 4.14 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_t^1 \geq 4.14 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t^2 \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.13}{2} \times 7.19$$

$$M_t^2 \geq 4.45 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(2)$$

$$M_{tAB} = \max (M_t^1 ; M_t^2) = 4.45 \text{ KN.m}$$

Travée BC:

$$M_t^1 + (6.8+5.44)/2 \geq 1.05 \times 7.44$$

$$M_t^1 \geq 1.69 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t^2 \geq 0.52 \times 7.44 = 3.86 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

$$M_{tBC} = 4.45 \text{ KN.m}$$

Travée CD:

$$M_t + \frac{5.44+6.8}{2} \geq 1.05 \times 13.61$$

$$M_t^1 \geq 8.17 \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t^2 \geq 0.52 \times 13.61 = 7.07 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

$$M_{tCD} = 8.17 \text{ KN.m}$$

Travée DE:

$$M_t^1 \geq (1.05 \times 9.88) - ((6.8+0)/2) = 6.97 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1).$$

$$M_t^2 \geq 0.62 \times 9.88 = 6.12 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2).$$

$$M_{tDE} = \max (M_t^1 ; M_t^2) = 6.97 \text{ KN.m}.$$

L'ELS:**Travée AB:**

$$M_t^1 \geq (1.05 \times 5.25) - ((0+4.97)/2) = 3.02 \text{ KN .m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t^2 \geq 0.62 \times 5.25 = 3.25 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2).$$

$$M_{tAB} = \max (M_t^1 ; M_t^2) = 3.25 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_t^1 \geq 1.22 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1).$$

$$M_t^2 \geq 0.52 \times 5.43 = 2.82 \text{ KN.m} \dots \dots (2).$$

$$M_t^2 = 2.82 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$M_t^1 \geq (1.05 \times 9.95) - ((3.98+4.97)/2) = 5.97 \text{ KN.m} \dots \dots (1).$$

$$M_t^2 \geq 0.52 \times 9.95 = 5.17 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2).$$

$$M_{tCD} = 5.97 \text{ KN.m}$$

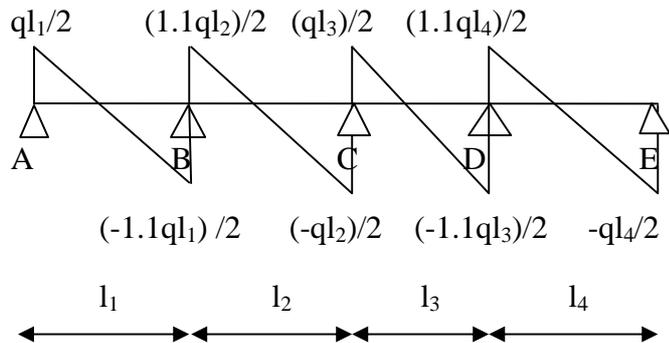
Travée DE :

$$M_t^1 \geq (1.05 \times 7.22) - (4.97/2) = 5.09 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1).$$

$$M_t^2 \geq 0.62 \times 7.22 = 4.47 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2).$$

$$M_{tDE} = \max (5.09 ; 4.47) = 5.09 \text{ KN.m}.$$

Les efforts tranchants :



L'ELU :

Travée AB :

$$V_A = (q_1 l_1) / 2 = (6.84 \times 2.9) / 2 = 9.91 \text{ KN}.$$

$$V_B = (-1.1 q_1 l_1) / 2 = -10.90 \text{ KN}.$$

Travée BC :

$$V_B = 11.09 \text{ KN}.$$

$$V_C = -10.09 \text{ KN}.$$

Travée CD :

$$V_C = 13.64 \text{ KN}.$$

$$V_D = -15.01 \text{ KN}.$$

Travée DE :

$$V_D = 12.79 \text{ KN}.$$

$$V_E = -11.62 \text{ KN} \Rightarrow V_u^{\max} = 15.01 \text{ KN}.$$

L'ELS :

Travée AB :

$$V_A = (q_s l_1) / 2 = (5 \times 2.9) / 2 = 7.25 \text{ KN}.$$

$$V_B = (-1.1 q_s l_1) / 2 = 7.97 \text{ KN}.$$

Travée BC :

$$V_B = 8.11 \text{ KN.}$$

$$V_C = -7.37 \text{ KN.}$$

Travée CD :

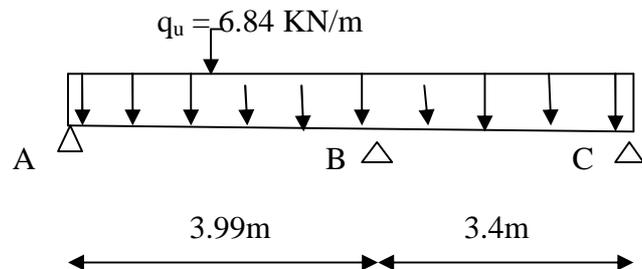
$$V_C = 9.97 \text{ KN.}$$

$$V_D = -10.97 \text{ KN.}$$

Travée DE :

$$V_D = 9.35 \text{ KN.}$$

$$V_E = -8.5 \text{ KN} \quad \Rightarrow V_s^{\max} = 10.97 \text{ KN}$$

Poutrelles du plancher terrasse inaccessible: (type2)**Moment isostatique:****L'ELU:****Travée AB:**

$$M_0 = (q_u l^2)/8 = 13.61 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_0 = (6.84 \times 3.4^2)/8 = 9.88 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{0u}^{\max} = 13.61 \text{ KN.m}$$

L'ELS :**Travée AB :**

$$M_0 = (q_s l^2)/8 = (5 \times 3.99^2)/8 = 9.95 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_0 = 7.22 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{0s}^{\max} = 9.95 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis :**Appuis de rive :**

$$M_A = M_C = -0.15M_0$$

$$\text{ELU : } M_{Au} = M_{Cu} = -0.15 \times 13.61 = -2.04 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_{As} = M_{Cs} = -0.15 \times 9.95 = -1.49 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaires:

$$\text{ELU : } M_B^u = -0.6M_{0u}^{\max} = -0.6 \times 13.61 = -8.16 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_B^s = -0.6 \times 9.95 = -5.97 \text{ KN.m}$$

Les moments fléchissant en travées:**Travée de rive :****L'ELU :****Travée AB :**

$$M_t \geq (1.05 \times 13.61) - (8.16/2) = 10.21 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq 0.62 \times 13.61 = 8.43 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t = \max ((1), (2)) = 10.21 \text{ KN.m.}$$

Travée BC :

$$M_t \geq (1.05 \times 9.88) - (8.16/2) = 6.29 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq 0.62 \times 9.88 = 6.12 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{Donc : } M_t = \max ((1), (2)) = 6.29 \text{ KN.m.}$$

L'ELS :**Travée AB :**

$$M_t \geq (1.05 \times 9.95) - (5.97/2) = 7.46 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 7.46 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_t \geq (1.05 \times 7.22) - (5.97/2) = 4.59 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 4.59 \text{ KN.m.}$$

Les efforts tranchants :

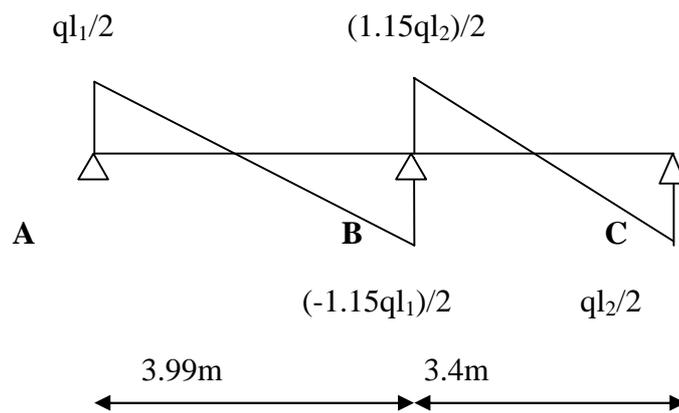


Schéma statique de la poutrelle

L'ELU :

Travée AB :

$$V_A = (6.84 \times 3.99) / 2 = 13.64 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \times 13.64 = -15.68 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 13.37 \text{ KN}$$

$$V_C = -11.62 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_u^{\max} = 15.68 \text{ KN.}$$

L'ELS :

Travée AB :

$$V_A = (5 \times 3.99) / 2 = 9.97 \text{ KN}$$

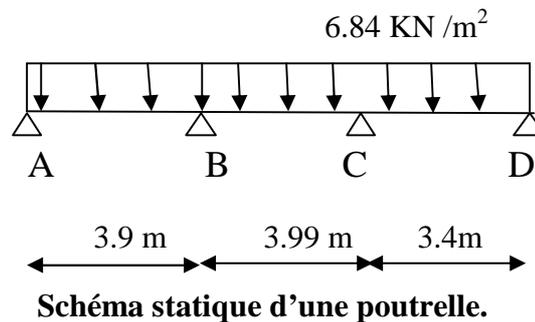
$$V_B = -1.15 \times ((5 \times 3.99) / 2) = -11.46 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 9.77 \text{ KN}$$

$$V_C = -8.5 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_s^{\max} = 11.46 \text{ KN.}$$

Poutrelles du plancher inaccessible: (type 3)**Moments isostatiques :****ELU :**

Travée AB : $M_0 = \frac{qu}{8} \cdot L^2$

$$M_0 = (6.84 \times 3.9^2) / 8 = 13 \text{ KN.m.}$$

Travée BC : $M_0 = 13.61 \text{ KN.m.}$

Travée CD : $M_0 = 9.88 \text{ KN.m.}$

Donc : $M_{0u}^{\max} = 13.61 \text{ KN.m.}$

ELS :

Travée AB : $M_0 = (q_s \times L^2) / 8 = (5 \times 3.9^2) / 8 = 9.5 \text{ KN.m.}$

Travée BC : $M_0 = 9.95 \text{ KN.m.}$

Travée CD : $M_0 = 7.22 \text{ KN.m.}$

Donc : $M_{0s}^{\max} = 9.95 \text{ KN.m.}$

Moments aux appuis :**Appuis de rive :**

$$M_A = M_E = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $(-0.15 \times M_0)$ avec :

$$M_0 = \max (M_{0AB} ; M_{0BC} ; M_{0CD}).$$

L'ELU :

$$M_{Au} = M_{Du} = -0.15 \times 13.61 = -2.04 \text{ KN.m.}$$

L'ELS:

$$M_{As} = M_{Ds} = -0.15 \times 9.95 = -1.49 \text{ KN.m.}$$

Appuis intermédiaire :

$$\text{L'ELU : } M_B^u = M_C^u = -0.5 \times M_{0u}^{\max} = -6.80 \text{ KN.m.}$$

$$\text{L'ELS: } M_B^s = M_C^s = -4.97 \text{ KN.m.}$$

Les moments fléchissant en travées:

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.69} = 0.13$$

$$(1 + 0.3\alpha) = (1 + 0.3 \times 0.13) = 1.04$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.13}{2} = 0.62$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} = 0.52$$

Travée de rive :

L'ELU :

Travée AB :

$$M_t^1 + \frac{0+6.8}{2} \geq \max(1.05 ; 1+0.3\alpha) M_0$$

$$M_t^1 + \frac{6.8}{2} \geq \max(1.05 ; 1.04) M_0$$

$$M_t^1 \geq 13.65 - 3.4 = 10.25 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_t^1 \geq 10.25 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t^2 \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.13}{2} \times 13$$

$$M_t^2 \geq 8.06 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(2)$$

$$M_{tAB} = \max(M_t^1 ; M_t^2) = 10.25 \text{ KN.m}$$

Travée BC:

$$M_t^1 + (6.8+6.8)/2 \geq 1.05 \times 13.61$$

$$M_t^1 \geq 7.49 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t^2 \geq 0.52 \times 13.61 = 7.07 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(2)$$

$$M_{tBC} = 7.49 \text{ KN.m}$$

Travée CD:

$$M_t + \frac{6.8+0}{2} \geq 1.05 \times 9.88$$

$$M_t^1 \geq 6.97 \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t^2 \geq 0.62 \times 9.88 = 6.12 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(2)$$

$$M_{tCD} = 6.97 \text{ KN.m}$$

L'ELS:

Travée AB:

$$M_t^1 \geq (1.05 \times 9.5) - ((0+4.97)/2) = 7.49 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t^2 \geq 0.62 \times 9.5 = 5.89 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(2).$$

$$M_{tAB} = \max (M_t^1 ; M_t^2) = 7.49 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_t^1 \geq (1.05 \times 9.95) - ((4.97+4.97)/2) = 5.47 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(1).$$

$$M_t^2 \geq 0.52 \times 9.95 = 5.17 \text{ KN.m} \dots\dots(2).$$

$$M_t^2 = 5.47 \text{ KN.m}$$

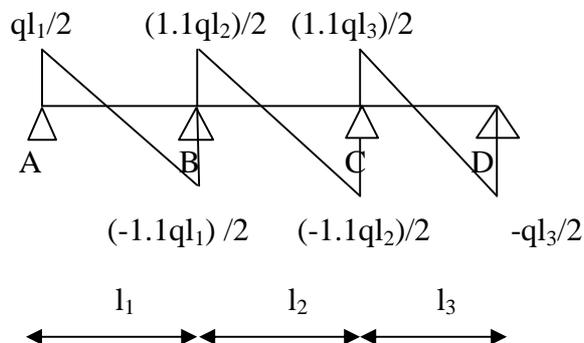
Travée CD :

$$M_t^1 \geq (1.05 \times 7.22) - ((4.97+0)/2) = 5.09 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(1).$$

$$M_t^2 \geq 0.62 \times 7.22 = 4.47 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(2).$$

$$M_{tCD} = 5.09 \text{ KN.m}$$

Les efforts tranchants :



L'ELU :

Travée AB :

$$V_A = (ql_1)/2 = (6.84 \times 3.9)/2 = 13.33 \text{ KN.}$$

$$V_B = (-1.1q_1l_1)/2 = -14.66 \text{ KN.}$$

Travée BC :

$$V_B = 13.64 \text{ KN.}$$

$$V_C = -13.64 \text{ KN.}$$

Travée CD :

$$V_C = 12.79 \text{ KN.}$$

$$V_D = -11.62 \text{ KN.} \Rightarrow V_u^{\max} = 14.66 \text{ KN.}$$

L'ELS:

Travée AB:

$$V_A = (q_s l_1)/2 = (5 \times 3.9)/2 = 9.75 \text{ KN.}$$

$$V_B = (-1.1q_s l_1)/2 = 10.72 \text{ KN.}$$

Travée BC:

$$V_B = 10.97 \text{ KN.}$$

$$V_C = -10.97 \text{ KN.}$$

Travée CD:

$$V_C = 9.35 \text{ KN.}$$

$$V_D = -8.5 \text{ KN.} \Rightarrow V_s^{\max} = 10.97 \text{ KN.}$$

b. Poutrelles du plancher terrasse accessible:

$$\begin{cases} G = 5.47 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ **Tableau III.3 : Les sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher Terrasse accessible type(1).**

Travée	L (m)	qu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	2.9	6.25	6.57	0	6.21	4.13	9.06	9.96
B-C	2.95	6.25	6.79	6.21	4.97	3.59	10.14	10.14
C-D	3.99	6.25	12.43	4.79	6.21	7.71	13.71	13.71
D-E	3.4	6.25	9.03	6.21	0	6.49	11.68	10.62

- **Tableau III.4 : Les sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible type(1).**

Travée	L(m)	q_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	2.9	4.53	4.76	0	4.5	2.99	6.56	7.22
B-C	2.95	4.53	4.92	4.5	3.6	2.6	7.34	7.34
C-D	3.99	4.53	9.01	3.6	4.5	5.52	9.94	9.94
D-E	3.4	4.53	6.54	4.5	0	4.7	8.47	7.7

- **Tableau III.5 : Les sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible type(2).**

Travée	L(m)	q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3.99	6.25	12.43	0	7.45	9.48	12.46	14.33
B-C	3.4	6.25	9.03	7.45	0	5.84	12.21	10.62

- **Tableau III.6: Les sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible type(2)**

Travée	L(m)	q_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3.99	4.53	9.01	0	5.4	6.85	9.03	10.38
B-C	3.4	4.53	6.54	5.4	0	4.23	8.85	7.70

- **Tableau III.7 : Les sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible type(3).**

Travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3.9	6.25	11.88	0	6.21	9.36	12.18	-13.40
B-C	3.99	6.25	12.43	6.21	6.21	6.84	13.71	-13.71
C-D	3.4	6.25	9.03	6.21	0	7.48	11.68	10.62

- **Tableau III.8: Les sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible type(3).**

Travée	L (m)	qs (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.9	4.53	8.61	0	4.50	6.79	8.83	-9.71
B-C	3.99	4.53	9.01	4.50	4.50	4.96	9.94	-9.94
C-D	3.4	4.53	6.54	4.50	0	4.61	8.47	7.70

c. Plancher d'étages courants: $\left\{ \begin{array}{l} G= 5.51\text{KN/m}^2 \\ Q= 1.5\text{KN/m}^2 \end{array} \right.$

- **Tableau III.9 : Les sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher des étages courants type(1).**

Travée	L (m)	qu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	2.9	6.29	6.61	0	6.25	4.09	9.12	10.03
B-C	2.95	6.29	6.84	6.25	5	3.55	10.20	9.27
C-D	3.99	6.29	12.51	5	6.25	7.51	12.54	13.8
D-E	3.4	6.29	9.08	6.25	0	6.4	11.76	10.69

- **Tableau III.10 : Les sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher des étages courants type(1).**

Travée	L(m)	qs (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	2.9	4.55	4.78	0	4.52	2.96	6.59	7.25
B-C	2.95	4.55	4.94	4.52	3.62	2.56	7.38	6.70
C-D	3.99	4.55	9.05	3.62	4.52	4.7	9.07	9.98
D-E	3.4	4.55	4.57	4.52	0	4.63	8.5	7.73

- **Tableau III.11 : Les sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher des étages courants type(2).**

Travée	L(m)	qs (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.99	6.29	12.51	0	7.5	9.38	12.54	14.43
B-C	3.4	6.29	9.08	7.5	0	5.78	12.29	10.69

➤ **Tableau III.12: Les sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher des étages courants type(2).**

Travée	L(m)	q _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.99	4.55	9.05	0	5.43	6.78	9.07	10.43
B-C	3.4	4.55	6.57	5.43	0	4.18	8.89	7.73

➤ **Tableau III.13 : Les sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher des étages courants type(3).**

Travée	L (m)	q _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.9	6.29	11.95	0	6.25	9.42	12.26	-13.41
B-C	3.99	6.29	12.51	6.25	6.25	6.88	13.8	-13.8
C-D	3.4	6.29	9.08	6.25	0	6.4	11.76	10.69

➤ **Tableau III.14: Les sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher des étages courants type(3).**

Travée	L (m)	q _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.9	5	9.5	0	4.87	7.54	9.75	-10.72
B-C	3.99	5	9.75	4.87	4.87	5.36	10.97	-10.97
C-D	3.4	5	7.22	4.87	0	5.14	9.37	-8.5

d. Plancher du RDC et Sous-sol :

$$\left\{ \begin{array}{l} G= 5.51\text{KN/m}^2 \\ Q= 5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

➤ **Tableau III.15 : Les sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher du RDC et Sous-sol type(1)**

Travée	L(m)	q _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	2.9	9.71	10.2	0	9.66	6.83	14.07	15.48
B-C	2.95	9.71	10.56	9.66	7.72	6.01	15.75	14.31
C-D	3.99	9.71	19.32	7.72	9.66	14.03	19.36	21.3
D-E	3.4	9.71	14.03	9.66	0	11.16	18.15	16.5

➤ **Tableau III.16: Les sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher du RDC et Sous-sol type(1)**

Travée	L(m)	q _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	2.9	6.83	7.18	0	6.79	4.81	9.9	10.89
B-C	2.95	6.83	7.42	6.79	5.43	4.22	11.08	10.07
C-D	3.99	6.83	13.59	5.43	6.79	9.38	13.61	14.98
D-E	3.4	9.86	9.86	6.79	0	7.84	12.77	11.61

➤ **Tableau III.17: Les sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher du RDC et Sous-sol type(2)**

Travée	L(m)	q _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.99	9.71	19.32	0	11.59	16.22	19.37	22.27
B-C	3.4	9.71	14.03	11.59	0	10.19	18.98	16.5

➤ **Tableau III.18: Les sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher du RDC et Sous-sol type(2)**

Travée	L(m)	q _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.99	6.83	13.59	0	8.15	11.41	13.62	15.66
B-C	3.4	6.83	9.86	8.15	0	7.16	13.35	11.61

➤ **Tableau III.19 : Les sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher du RDC et Sous-sol type(3)**

Travée	L (m)	q _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.9	9.71	18.46	0	9.66	14.55	18.93	-20.82
B-C	3.99	9.71	19.32	9.66	9.66	10.62	21.3	-21.3
C-D	3.4	9.71	14.03	9.66	0	9.9	18.15	-16.5

➤ **Tableau III.20 : Les sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher du RDC et Sous-sol type(3)**

Travée	L (m)	qs (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.9	6.83	12.98	0	6.79	10.23	13.31	-14.64
B-C	3.99	6.83	13.59	6.79	6.79	7.47	14.98	-14.98
C-D	3.4	6.83	9.86	6.79	0	6.95	12.77	-11.61

5. Calcul du ferrailage des poutrelles :

❖ **Plancher du RDC et Sous-sol :**

à l'ELU :

$M_a = 11.59 \text{ KN/m}$

$M_t = 16.22 \text{ KN/m}$

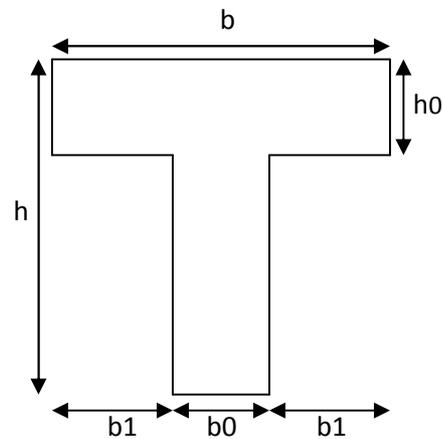
$V = 22.27 \text{ KN}$

à l'ELS :

$M_a = 8.15 \text{ KN/m}$

$M_t = 11.41 \text{ KN/m}$

$V = 15.66 \text{ KN}$



Ferrailage en travée :

Le calcul se fera pour une section en Té soumise à la flexion simple.

$$M_{bu} = f_{bu} \times b \times h_o \times \left(d - \frac{h_o}{2}\right)$$

Si $M_{bu} \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée l'axe neutre est dans la table de compression.

On calcul une section rectangulaire $b \times h$.

Si : $M_u > M_{tu}$ on calcul une section en Té.

$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa. ; } d = h - c = 18 \text{ cm.}$

$$M_{bu} = 14.2 \times 10^3 \times 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) = 59.07 \text{ KN.m.}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ le calcul sera mené pour une section rectangulaire $b \times h$.

$$\mu_{bu} = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{16.22 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.054$$

$$\mu_{bu} = 0.054 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} \leq 0.186 \Rightarrow \text{pivot A : } \xi = 10\%_0 \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.054}) = 0.069$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.069) = 0.175.$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{16.22 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 2.66 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{400} \leq A_{t \text{ calculer}}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$\text{Donc on adopte } 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires :

La table de compression est tendue, un béton tendu n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire $b_o \times h$.

$$M_u = 11.59 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{11.59 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.251 ; \mu_{bu} \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0. \mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B : } \xi = 3.5$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.251}) = 0.367.$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.367) = 0.153.$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{11.59}{0.153 \times 348 \times 10^3} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_a > A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$\text{On opte pour } 3T10 \text{ avec } A = 2.36 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'armature aux appuis de rive :

$$M_u = 2.89 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{2.89 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.062, \quad \mu_{bu} = 0.062 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} \leq 0.186 \Rightarrow \text{pivot A : } \xi = 10\%_0 \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.062}) = 0.081.$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.081) = 0.174.$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{11.59}{0.174 \times 348 \times 10^3} = 0.47 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.21 \text{ cm}^2 < A_a \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$\text{On opte pour } \mathbf{1T10} = \mathbf{0.79 \text{ cm}^2}$$

Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_o \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min [0.2f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_o \times d} = \frac{22.27 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 1.23 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée (y'a pas risque de rupture par cisaillement).

Ferraillage transversal :

Le diamètre ϕ_t des armatures transversal est donnée par :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right].$$

ϕ_l = diamètre minimale des armatures longitudinales ($\phi_l = 8 \text{ mm}$).

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{200}{35} ; \frac{100}{10} ; 8 \right] = 5.71 \text{ mm}.$$

Donc on adopte un étier ϕ_6 .

La section d'armature transversale sera :

$$A_t = 2 \phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2.$$

Escapement S_t :

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes :

$$S_t \leq \min [0.9 \times d ; 40 \text{ cm}] \quad S_t \leq 16.2 \text{ cm}.$$

$$S_t \leq A_t \times \frac{0.8f_e (\sin\alpha + \cos\alpha)}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times k)}$$

$$K=1 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Pas de risque de bétonnage} \end{array} \right.$$

$\alpha = 90^\circ$ (armatures droites)

$$S_t \leq A_t \times \frac{0.8f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times k)} = 30.04 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_o} = 57 \text{ cm.}$$

$\Rightarrow S_t \leq \min [16.2; 30.04; 57] = 16.2 \text{ cm.} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$

Vérification à la contrainte de cisaillement à la Jonction table-nervure :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times v_u}{0.9 \times d \times h_o \times b} \leq \bar{\tau}$

$\bar{\tau}_u = \min [0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5] \text{ MPa} = 3.33 \text{ MPa.}$

$\tau_u = \frac{0.24 \times 22.27 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.04 \times 0.65} = 1.26 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée (y'a pas risque de rupture par cisaillement).

Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :

Appuis de rives :

On doit vérifier que : $A_s \geq 1.15 \times \frac{v_u}{f_e}$ **BAEL91ver99 [2]**

$$\left. \begin{array}{l} A_s = 3.14 + 0.79 = 3.93 \text{ cm}^2. \\ 1.15 \times \frac{22.27 \times 10^{-3}}{400} = 0.64 \text{ cm}^2. \end{array} \right\} \Rightarrow A_s \geq 0.64 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Appuis intermédiaire :

On doit vérifier que : $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} [v_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}]$.

$$\left. \begin{array}{l} A_s = 3.14 + 2.36 = 5.5 \text{ cm}^2. \\ \frac{1.15}{400} [22.27 - \frac{11.59}{0.9 \times 0.18}] \times 10^{-3} = -1.416 \text{ cm}^2. \end{array} \right\} \Rightarrow A_s \geq -1.416 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant dans le béton :

On doit vérifier que : $v_u \leq 0.267 \times a \times b_o \times f_{c28}$. (Art A.5.1, 313 [2])

Avec : $a_{\max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.18 = 19.2 \text{ cm}$.

$$v_u \leq 0.267 \times 0.192 \times 0.1 \times 25 = 0.132 \text{ MN}.$$

$$\Rightarrow v_u = 0.02227 \text{ MN} \leq 0.132 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification à l'ELS :

Les vérifications à faire sont :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation.

- **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ MPa.} \quad (\text{Art A.4.5.2 [3]})$$

En travée :**Position de l'axe neutre :**

$$H = b \times \frac{h_o^2}{2} - 15 A (d - h_o).$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 3.14 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04) = -1.39 \times 10^{-4} \text{ m}.$$

$H < 0$ (Alors l'axe neutre passe par la nervure) \Rightarrow Calcule comme une section en Té.

$$\text{Calcul de } y : \frac{b_o}{2} \times y^2 + [15(A + A') + (b - b_o) h_o] y - 15[A \times d + A' \times d'] - (b - b_o) \frac{h_o}{2} = 0.$$

$$5y^2 + 267.1y - 737.8 = 0 \dots \dots \dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 2.63 \text{ cm}$.

Calcul de I :

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

$$I = 21.66 \times 2.63^3 + \frac{(65 - 10)(2.63 - 4)^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (18 - 2.63)^2 = 11473.76 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{11.41 \times 10^{-3}}{11473.76 \times 10^{-8}} \times 0.0263 = 2.61 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée.

En appuis intermédiaires :

$$M_{ser} = 8.15 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$H = b \times \frac{h_o^2}{2} - 15 A (d - h_o).$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04) = 2.44 \times 10^{-5} \text{ m.}$$

$H > 0$ (Alors l'axe neutre passe par la table de compression) \Rightarrow Calcule d'une section rectangulaire $b_o \times h$.

$$\text{Calcul de } y : \frac{b_o}{2} \times y^2 + [15(A+A')] y - 15[A \times d + A' \times d'] = 0.$$

$$5y^2 + 35.4 y - 637.2 = 0 \dots \dots \dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 8.29 \text{ cm}$.

Calcul de I :

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

$$I = 21.66y^3 + 15 \times 2.36 \times (18 - 8.29)^2 = 15677.85 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{8.15 \times 10^{-3}}{15677.85 \times 10^{-8}} \times 0.0829 = 4.3 \text{ MPa.}$$

Donc $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ c'est vérifier.

Etat limite d'ouverture des fissures :

(Art B.6.3) [1]

La fissuration est peu nuisible donc pas de vérification à faire.

Etat limite de déformation :

(Art A.6.6. [1])

Les déformations des éléments du plancher doivent rester suffisamment faibles pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction, et si les conditions suivantes sont satisfaites, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{399} = 0.05 < \frac{1}{16} \Rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta_f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}.$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 m est de : $f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{399}{500} = 0.79$ cm.

f_{gv} et f_{gi} : flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G+Q).

• **Evaluation des moments en travées :**

$q_{jser} = 0.65 \times G'$: la charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise des cloisons.

$q_{gser} = 0.65 \times G$: la charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G+Q)$: la charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = 0.75 (q_{jser} \times l^2) / 8 ; \quad M_{pser} = 0.75 (q_{pser} \times l^2) / 8; \quad M_{gser} = 0.75 (q_{gser} \times l^2) / 8$$

Donc :

$$q_{jser} = 0.65 \times 3.21 = 2.08 \text{ KN/m.}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.51 = 3.58 \text{ KN/m.}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.51+5) = 6.83 \text{ KN/m.}$$

$$M_{jser} = 0.75 (2.08 \times 3.99^2) / 8 = 3.09 \text{ KN.m.}$$

$$M_{gser} = 0.75 (3.58 \times 3.99^2) / 8 = 5.34 \text{ KN.m.}$$

$$M_{pser} = 0.75 (6.83 \times 3.99^2) / 8 = 10.19 \text{ KN.m.}$$

Propriété de la section :

Position de l'axe neutre : $y = 2.63$ cm.

Moment d'inertie : I_0 (section totale homogène).

$$I_0 = b/3(v_1^3 + v_2^3) + 15 A (v_2 + e)^2.$$

Avec: $e = 2$ cm (enrobage).

$$v_1 = 1/B ((b/2) h^2 + 15 A d).$$

$$v_2 = h - v_1$$

$$B_0 = b h + 15A = (65 \times 20) + (15 \times 3.14) = 1347.1$$

$$V_1 = 1/[1347.1 \times ((65/2)20^2 + 15(3.14 \times 18))] = 10.27 \text{ cm}$$

$$V_1 = 10.27 \text{ cm} , \quad V_2 = 9.73 \text{ cm} , \quad I_0 = 49908.72 \text{ cm}^4 , \quad A_s = 3.14 \text{ cm}^2 .$$

$$\rho = A_s / (b_0 \times d) = 3.14 / (10 \times 18) = 0.0174$$

Calcul de λ_i et λ_v :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \text{ ft}28}{(2+3\left(\frac{b_0}{b}\right))\rho} \dots\dots\dots \text{déformation instantanée.} \\ \lambda_v = 0.4 \lambda_i \dots\dots\dots \text{déformation différée.} \end{array} \right.$$

Donc : $\lambda_i = 1.2$, $\lambda_v = 0.48$

$E_i = 11000 f_{c28}^{1/3} = 32164.2 \text{ Mpa}$: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$: Module de déformation longitudinale différée du béton.

Contraintes :

σ_s = contrainte effective d'aciers sous l'effet de chargement considéré (Mpa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} (d-y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} (d-y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} (d-y)}{I} .$$

$\sigma_{sj} = 45.43 \text{ Mpa}$, $\sigma_{sg} = 78.52 \text{ Mpa}$, $\sigma_{sp} = 149.84 \text{ Mpa}$.

• **Interties fictive: (I_f)**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \text{ ft}28}{4\rho\sigma_{sj} + \text{ft}28} = 0.3 > 0.$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \text{ ft}28}{4\rho\sigma_{sg} + \text{ft}28} = 0.51 > 0.$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \text{ ft}28}{4\rho\sigma_{sp} + \text{ft}28} = 0.7 > 0.$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \quad ; \quad I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \quad ; \quad I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \quad ; \quad I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

Donc :

$I_{f_{ij}} = 40367.34 \text{ cm}^4$, $I_{f_{ig}} = 34056.81 \text{ cm}^4$, $I_{f_{ip}} = 29836.73 \text{ cm}^4$, $I_{f_{vg}} = 44103.14 \text{ cm}^4$.

• **Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ij}}} = \frac{3.09 \times 10^{-3} \times 3.99^2}{10 \times 32164.2 \times 40367.34 \times 10^{-8}} = 3.78 \times 10^{-4} \text{ m.}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ig}}} = \frac{5.34 \times 10^{-3} \times 3.99^2}{10 \times 32164.2 \times 34056.81 \times 10^{-8}} = 7.76 \times 10^{-4} \text{ m.}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ip}}} = \frac{10.19 \times 10^{-3} \times 3.99^2}{10 \times 32164.2 \times 29836.73 \times 10^{-8}} = 1.69 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gvser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{vg}}} = \frac{5.34 \times 10^{-3} \times 3.99^2}{10 \times 10721.4 \times 44103.14 \times 10^{-8}} = 1.79 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (1.79 \times 10^{-3} - 3.78 \times 10^{-4} + 1.69 \times 10^{-3} - 7.76 \times 10^{-4}) = 2.32 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

$$\Delta f = 0.232 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.79 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifier.}$$

➤ **Tableau III.21 : Calcul du ferrailage des poutrelles:**

Plancher		Terrasse inaccessible	Terrasse accessible	Etage courant	RDC et Sous-sol	
Travée	M_t (KN.m)	10.25	9.48	9.42	16.22	
	μ_{bu}	0.034	0.031	0.031	0.054	
	α	0.043	0.039	0.039	0.069	
	Z (m)	0.176	0.177	0.177	0.174	
	A (cm²)	Calc	1.66	1.53	1.52	2.66
		Ferr	2.36	2.36	2.36	3.14
Appui intermédiaire	M_a (KN.m)	8.16	7.45	7.5	11.59	
	μ_{bu}	0.027	0.024	0.163	0.251	
	α	0.034	0.031	0.223	0.367	
	Z (m)	0.177	0.177	0.163	0.153	
	A (cm²)	Calc	1.32	1.20	1.31	2.17
		Ferr	1.57	1.57	1.57	2.36
Appui de Rive	M_a (KN.m)	2.04	1.86	1.87	2.89	
	μ_{bu}	0.0068	0.0062	0.0406	0.062	
	α	0.0085	0.0077	0.051	0.081	
	Z (m)	0.179	0.179	0.176	0.174	
	A (cm²)	Calc	0.326	0.29	0.304	0.47
		Ferr	0.79	0.79	0.79	0.79

➤ **Tableau III.22 : Choix des barres de ferrailage et vérification au cisaillement :**

Planchers	En travée	En appuis intermédiaires	En appuis de rive	V_u (KN)	τ (MPa)	τ^- (MPa)
RDC et sous-sol	4T10= 3.14cm ²	3T10=2.36 cm ²	1T10=0.79cm ²	22.27	1.23	3.33
Les étages courants	3T10=2.36cm ²	2T10=1.57 cm ²	1T10=0.79cm ²	14.43	0.801	3.33
Terrasse Accessible	3T10=2.36cm ²	2T10=1.57 cm ²	1T10=0.79cm ²	14.33	0.796	3.33
Terrasse inaccessible	3T10=2.36cm ²	2T10=1.57 cm ²	1T10=0.79cm ²	15.68	0.871	3.33

❖ **Choix des barres transversales :**

Pour tous les types de poutrelles, on prend :

Armatures transversales : $A_t = 2T6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

L'espaceur : $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ **Tableau III.23 : Etat de compression de béton :**

Planchers	En travée			En appuis			σ^- (MPa)
	M_t (KN.m)	I (cm ⁴)	σ (MPa)	M_a (KN.m)	I (cm ⁴)	σ (MPa)	
RDC et sous-sol	16.22	11473.76	2.61	8.15	15677.85	4.3	15
Les étages courants	7.54	15677.85	3.98	5.43	10661.59	3.63	15
Terrasse Accessible	6.85	15677.85	3.62	5.4	10661.59	3.61	15
Terrasse inaccessible	7.49	15677.85	3.96	5.97	10661.59	3.99	15

➤ **Tableau III.24: Etat de déformation :**

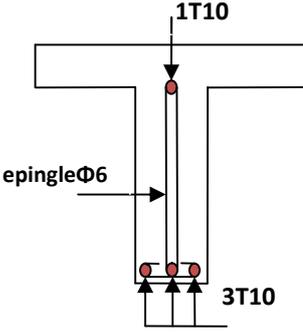
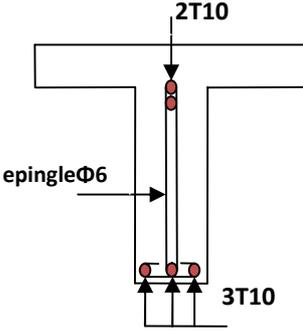
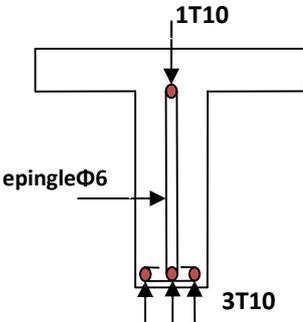
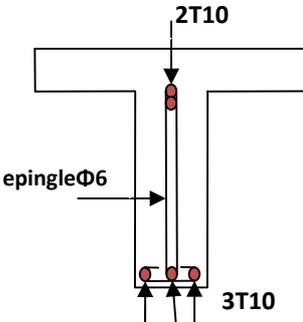
Vérification des états limitent de déformation :

Planchers	RDC et sous-sol	Les étages courants	Terrasse accessible	Terrasse inaccessible
$q_{j \text{ ser}}$ (KN/m)	2.08	2.08	1.95	2.08
$q_{g \text{ ser}}$ (KN/m)	3.58	3.58	3.55	4.34

$q_{p\ ser}(\text{KN/m})$	6.83	4.55	4.53	4.99
$M_{j\ ser}(\text{KN.m})$	3.09	3.10	2.91	3.10
$M_{g\ ser}(\text{KN.m})$	5.34	5.34	5.29	6.47
$M_{p\ ser}(\text{KN.m})$	10.19	6.79	6.76	7.44
$I_0(\text{cm}^4)$	49908.72	48311.408	48311.408	48311.408
ρ	0.0174	0.013	0.013	0.013
λ_i	1.2	1.61	1.61	1.61
λ_v	0.48	0.64	0.64	0.64
$\sigma_{s\ j}(\text{MPa})$	45.43	28.79	27.03	28.79
$\sigma_{s\ g}(\text{MPa})$	78.52	49.60	49.14	60.10
$\sigma_{s\ p}(\text{MPa})$	149.84	63.08	62.80	69.11
μ_j	0.3	-0.021	-0.048	-0.02
μ_g	0.51	0.21	0.21	0.29
μ_p	0.7	0.31	0.31	0.35
$I_{f\ ij}(\text{cm}^4)$	40367.34	53142.54	53142.54	53142.54
$I_{f\ ig}(\text{cm}^4)$	34056.81	39714.92	39714.93	36227.79
$I_{f\ ip}(\text{cm}^4)$	29836.73	35449.62	35449.62	33989.47
$I_{f\ vg}(\text{cm}^4)$	44103.14	46846.38	46846.38	44823.32
$f_{ji}(\text{m})$	3.78×10^{-4}	2.88×10^{-4}	2.71×10^{-4}	2.88×10^{-4}
$f_{gi}(\text{m})$	7.76×10^{-4}	6.65×10^{-4}	6.59×10^{-4}	8.83×10^{-4}
$f_{pi}(\text{m})$	1.69×10^{-3}	9.48×10^{-4}	9.43×10^{-4}	1.08×10^{-3}
$f_{gv}(\text{m})$	1.79×10^{-3}	1.69×10^{-3}	1.67×10^{-3}	2.14×10^{-3}
$\Delta_f(\text{cm})$	0.232	0.168	0.168	0.204
$f_{adm}(\text{cm})$	0.79	0.79	0.79	0.79

➤ Tableau III.25 : Schéma de ferrailage des poutrelles :

Plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles	
	Appui de rive et travée	Appui intermédiaire et travée
RDC et Sous-sol		
Etages courants		

<p>Terrasse Accessible</p>		
<p>Terrasse inaccessible</p>		

6. Ferrailage de la dalle de compression :

Les armatures utilisées dans la dalle de compression sont des armatures ronds lisses de nuance $f_e = 235$ MPa qui ont pour but de limiter le risque de fissuration et de retrait, elles résistent au risque de surcharge appliquée sur la surface.

✓ **Armature perpendiculaire aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.58}{235} = 0.98 \text{ cm}^2 \text{ selon le CBA(B.6.8.4.2.3)}$$

$$A_{\perp} = 4 \text{ TS } 6 = 1.13 \text{ cm}^2.$$

✓ **Armature parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.49 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\parallel} = 2 \text{ TS } 6 = 0.57 \text{ cm}^2.$$

✓ L'espacement :

Les Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm.}$$

Les Armatures parallèles aux poutrelles :

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm.}$$

Schéma de ferrailage :

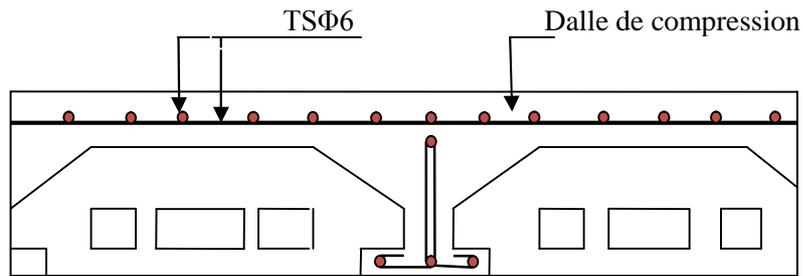


Fig.III 1.6 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.2 Ferrailage de l'acrotère :

III.2.1. Pour la terrasse inaccessible :

C'est un élément en béton armé encastré au niveau du plancher terrasse ; ses dimensions sont adoptées d'après les plans architecturaux.

$$S_{\text{inacc}} = 10 \times 80 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 = 0.0885 \text{ m}^2.$$

- Le calcul se fera pour une bonde de 1ml de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composé.

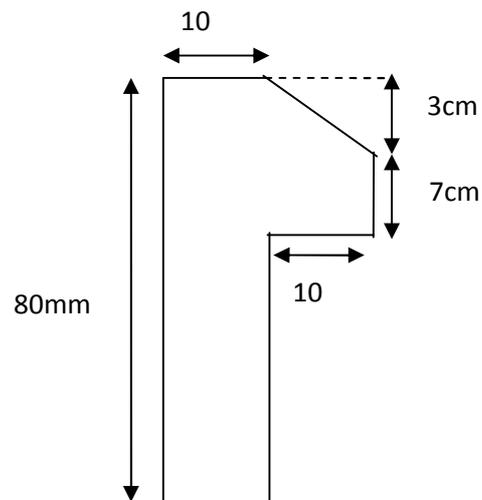


Fig III.2.1:Vue en plan d'un acrotère.

III.2.1.1. Evaluation des charges :

Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.0885 \times 1 = 2.21 \text{KN}$.

Poids d'enduit extérieur (ciment : $e=1.5$) : $G_2 = 20 \times 0.15 \times 0.8 \times 1 = 0.24 \text{KN}$.

Poids d'enduit intérieur (ciment : $e=2$) : $G_3 = 20 \times 0.2 \times 0.8 \times 1 = 0.32 \text{KN}$.

$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.77 \text{KN}$.

$Q = 1 \text{ KN}$.

La force sismique :

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante:

$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots\dots\dots \text{RPA99 (Article 6.2.3)}$.

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage2, Zone IIa, $A = 0.15$).

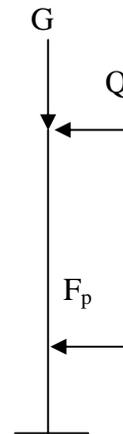
C_p = Facteur de force horizontale ($C_p = 0.8$).

W_p = Poids de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.77 = 1.32 \text{KN}$.

Le centre de gravité de la section est $G (X_g, Y_g)$:

$$\begin{cases} X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.0593 \text{m.} \\ Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.433 \text{m.} \end{cases}$$



III.2.1.2. Calcul des sollicitations :

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.77 \text{ KN.} \\ N_Q = 0. \\ N_{Fp} = 0. \end{cases} \quad \begin{cases} M_G = 0. \\ M_Q = Q \times h = 1 \times 0.8 = 0.8 \text{KN.m.} \\ M_{Fp} = F_p \times y_g = 0.57 \text{KN.m.} \end{cases}$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

III.2 .1.3. Combinaison d'action :

Tableau III.2.1: Combinaison d'action.

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charge	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N (KN)	2.77	3.74	2.77
M (KN.m)	1.37	1.2	0.8

III.2.1.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

La combinaison à considérer est : $1.35G+1.5Q$

$$N_u = 3.71 \text{ KN}, M_u = 1.2 \text{ KN.m.}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

$$\text{On a: } \begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.32 \text{ m.} \\ \frac{h}{6} = 0.13 \text{ m.} \end{cases}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 telle que : e_a = Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 = Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{h}{250} \right) = 2 \text{ cm.}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \Phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{MG}{MG + MQ} = 0.$$

Φ : c'est le rapport de déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égale à 2.

l_f : longueur de flambement : $l_f = 2 \times h = 1.6 \text{ m.}$

h_0 = hauteur de la section $\Rightarrow h_0 = 10 \text{ cm.}$

Donc :

$$e_2 = 0.0154 \text{ m}, e_a = 0.002 \text{ m}, e_1 = 0.32 \text{ m}, e = e_1 + e_2 + e_a = 0.355 \text{ m}$$

III.2.1.5. Ferrailage de la section :

$$f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$f_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$N_u = 3.74 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \cdot e = 1.32 \text{ KN.m}$$

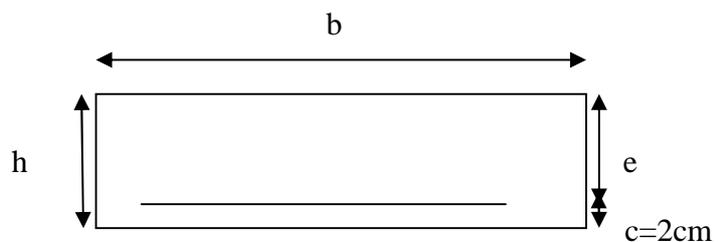


Fig.III.2.2 : section à ferrailer

Selon le BAEL91 :

$$M_{ua} = M_u + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{bu} = M_{ua} / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu}) = 0.157 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0.$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - (2\mu_b u)}] = 0.199$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.793 \text{ m}$$

$$A = M_{ua} / (z \cdot f_{st}) = 0.517 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow La section à la flexion composé sera : $A_s = A - (N_u / f_{st}) = 0.410 \text{ cm}^2$.

➤ **Vérification à l'ELU:**

a) **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 b d (f_{t28} / f_c) = 0.96 \text{ cm}^2$$

On trouve : $A_s < A_{\min} \Rightarrow$ on prend $A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2$, On choisit : **4T8 = 2.01 cm²**

Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.502 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{4T6 = 1.13 \text{ cm}^2}$$

Calcul des espacements :

-**Les armatures principales :** $S_t \leq 100/3 = 33.33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

-**Les armatures de répartition :** $S_t \leq 80 / 3 = 26.66 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$.

b) **Vérification au cisaillement :**

$$\tau \leq \tau_u = \min (0.1f_{c28}, 3 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q = 2.32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u / (b d) = (2.32 \times 10^{-3}) / (1 \times 0.08) = 0.029 \text{ Mpa}$$

$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifier (y'a pas risque de rupture par cisaillement).

➤ **Vérification à l'ELS :**

Vérification des contraintes :

$$d = 0.08 \text{ m}$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

$$A = 2.01 \text{ cm}^2.$$

$$b y^2 / 2 + 15 A y - 15 A d = 0$$

$$y = 1.91 \text{ cm}$$

$$I = b y^3 / 3 + 15 A (d - y)^2 = 1350.46$$

➤ **Calcul des contraintes dans le béton:**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} y / I = (0.8 \times 10^{-3} \times 1.91 \times 10^{-2}) / (1350.46 \times 10^{-8}) = 1.13 \text{ Mpa}$$

Donc : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ Condition vérifier (y'a pas risque de fissuration du béton en compression).

➤ **Vérification des armatures :**

$$\rho = 100 \times (A_s / bd) = 100 \times \frac{2.01}{100 \times 8} = 0.251$$

$$\sigma_s = M_{ser} / I (d - y) = 0.8 \times 10^{-3} \times (0.08 - 0.0191) / (1350.46 \times 10^{-8}) = 3.6 \text{ Mpa}$$

On a une fissuration nuisible donc :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right) = 27.14 \text{ Mpa}$$

$\sigma_s = 3.60 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 27.14 \text{ Mpa}$ vérifier.

III.2.1.6. Schéma de ferrailage

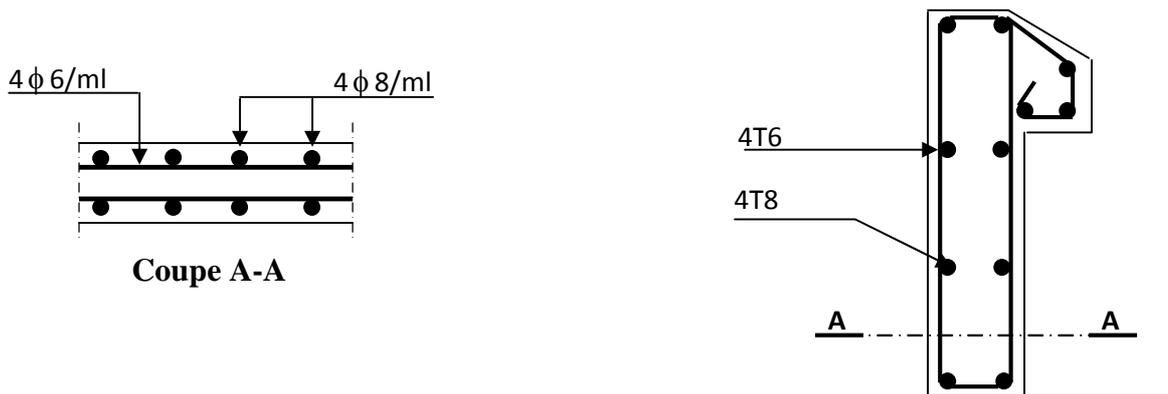


Fig III.2.3: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3. Etude de l'ascenseur :

III.3.1. Définition :

Un ascenseur est un dispositif mécanique assurant le déplacement des personnes dans le bâtiment à travers les différents niveaux de la structure.

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- L : longueur de l'ascenseur = 205cm.
- l : largeur de l'ascenseur = 200cm.
- H=hauteur de l'ascenseur = 200 cm.
- F_c : charge due à la cuvette = 145 KN.
- P_m: charge due à l'ascenseur = 15 KN.
- D_m : charge due à la salle des machines = 51 KN.

Annexe [II]

- La charge nominale est de 630 Kg.
- La vitesse $V=1.6\text{m/s}$.

III.3.2. Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine+ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a $l_x=2\text{m}$ et $l_y= 2.05\text{m}$.

Donc :

$$S= 2 \times 2.05 = 4.1\text{m}^2.$$

$$e > l_x/20 = 2/20 = 0.1 \text{ soit } e = 20\text{cm}.$$

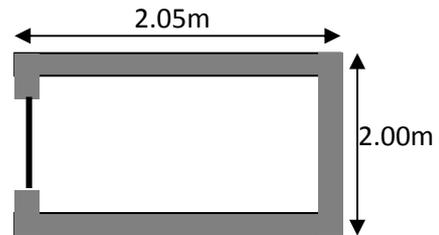


Fig III.3.1 : Cage d'ascenseur.

III.3.3. Evaluation des charges et surcharges :

$$G_1 = 25 \times 0.2 = 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{poids du revêtement en béton (e=5cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 6.1 \text{ KN/m}^2.$$

$$G'' = F_c/S = 145/4.1 = 35.36 \text{ KN/m}^2 \dots\dots \text{poids de la machine.}$$

$$G_{\text{total}} = G' + G'' = 41.46 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

III.3.4. Cas d'une charge répartie:

- **Calcul des sollicitations:**

À l'ELU:

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 57.45 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = l_x/l_y = 0.97 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0392 \\ \mu_y = 0.922 \end{cases}$$

Annexe [1]

$$\text{Sens } xx' : M_0^x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 9 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } yy' : M_0^y = \mu_y \cdot M_0^x = 8.39 \text{ KN.m}$$

III.3.4.1. Calcul des moments réels :

En travées : Sens xx' : $M_t^x = 0.85 M_0^x = 7.65 \text{ KN.m}$

Sens yy' : $M_t^y = 0.85 M_0^y = 7.13 \text{ KN.m}$

En appuis : $M_a^x = M_a^y = 0.3 M_0^x = 2.7 \text{ KN.m}$

III.3.4.2. Calcul de ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1ml de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec : $d_x = e - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$, $d_y = d_x - \phi_x = 17 \text{ cm}$.

En travée :

Parallèle à l_x :

$$\mu_{bu} = M_t^x / (b \cdot d_x^2 \cdot f_{bu})$$

$$\mu_{bu} = 7.65 \times 10^{-3} / (1 \times 0.18^2 \times 14.2) = 0.016$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] \Rightarrow 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.016}] = 0.02$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.18 (1 - 0.4 \times 0.02) = 0.178$$

$$A_t^x = M_t^x / (z \cdot f_{st}) = 1.21 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$\mu_{bu} = 0.0058, \alpha = 0.0073, z = 0.179, A_a = 0.43 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

➤ **Tableau III.3.1: choix du ferrailage**

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	$A_t \text{ cal}$ (cm^2)	$A_a \text{ cal}$ (cm^2)	$A_t \text{ adapté}$ (cm^2)	$A_a \text{ adapté}$ (cm^2)
Sens xx'	7.65	2.7	1.23	0.43	5T8= 2.51	4T8=2.01
Sens yy'	7.13	2.7	1.21	0.43	5T8= 2.51	4T8=2.01

➤ **Vérification à l'ELU :**

a) Condition de non fragilité :

En travée :

On calcul A_{min} :

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{min}^x = \rho_0 \cdot ((3-\rho)/2) \cdot b \cdot h_0 \\ A_{min}^y = \rho_0 \cdot b \cdot h_0 \end{array} \right.$$

$G/4 = 0.627 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots$ vérifier.

En appuis :

$$A_t^x = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min}^x = 1.62 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

$$A_t^y = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

b) Calcul des espacements :

$$\text{Sens } xx': S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}, \text{ on adopte } S_t = 20 \text{ cm.}$$

$$\text{Sens } yy': S_t \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm}, \text{ on adopte } S_t = 20 \text{ cm.}$$

c) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = V^{\max} / (b \times d)$$

$$V_x = q_u (l_x/2) \cdot (l_y^4 / (l_y^4 + l_x^4)) = 30.14 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u (l_x/2) \cdot (l_x^4 / (l_x^4 + l_y^4)) = 27.30 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = (30.14 \times 10^{-3}) / (1 \times 0.18) = 0.167 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots \text{c'est vérifier (les armatures transversales sont pas nécessaires).}$$

➤ Vérification à l'ELS :

$$q_{\text{ser}} = G_t + Q = 42.45 \text{ KN/m}^2.$$

$$v = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0465 \\ \mu_y = 0.9543 \end{cases}$$

$$\text{Sens } xx': M_0^x = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot l_x^2 = 7.89 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } yy': M_0^y = \mu_y \cdot M_0^x = 7.53 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$\text{Sens } xx': M_t^x = 0.85 M_0^x = 6.7 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } yy': M_t^y = 0.85 M_0^y = 6.4 \text{ KN.m}$$

a) Vérification des contraintes :**Sens xx' et yy' :**

$$\sigma_{bc} = (M_{\text{ser}} \cdot y) / I$$

$$by^2 / 2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.32 \text{ cm}$$

$$I = (by^3 / 3) + 15A (d-y)^2 \Rightarrow I = 9333.47 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.38 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

III.3.5. Cas d'une charge concentrée :

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

- $a_0 \times b_0$: surcharge sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.
- $u \times v$: surface d'impact.
- a_0 et u : dimensions suivant le sens xx' .
- b_0 et v : dimensions suivant le sens yy' .

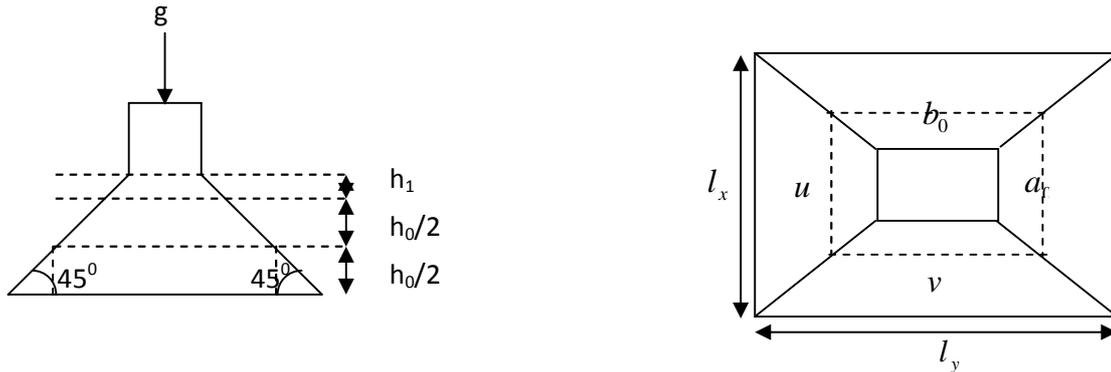


Fig.III.3.2 : Schéma représentant la surface d'impacte.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \xi h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \xi h_1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 150 \text{ cm} \\ b_0 = 160 \text{ cm} \end{cases}$$

On a une vitesse $V = 1.6 \text{ m/s}$

BAEL 91

Annexe [II]

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5 \text{ cm} \Rightarrow \xi = 1$

Donc :

$$\begin{cases} u = 150 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 180 \text{ cm.} \\ v = 160 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 190 \text{ cm.} \end{cases}$$

III.3.5.1. Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_x = p_u (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = p_u (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec ν : coefficient de poisson ($\nu = 0$ à l'ELU et $\nu = 0.2$ à l'ELS)

M_1 en fonction de u/l_x et ρ $u/l_x = 0.9$ et $\rho = 0.97$ **Annexe [2]**

M_2 en fonction de v/l_y et ρ $v/l_y = 0.92$ et $\rho = 0.97$

En se référant à l'abaque PIGEAU on trouve $M_1 = 0.0485$ et $M_2 = 0.0365$

- **Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :**

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 \\ M_{y1} = q_u \times M_2 \end{cases}$$

On a : $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$

$$q_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 = 97.60 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 4.73 \text{ KN.m} \\ M_{x2} = 3.56 \text{ KN.} \end{cases}$$

- **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{ KN}$$

Telle que : $\mu_x = 0.0392$ et $\mu_y = 0.9322$

Annexe [1]

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x1} = 1.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.42 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des moments:**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.25 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments aux appuis:

$$M_{ax} = 0.3M_x = 5.31 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ay} = 0.3M_y = 1.49 \text{ KN.m}$$

Moments en travées:

$$M_{tx} = 0.85M_x = 5.31 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ty} = 0.85M_y = 4.23 \text{ KN.m}$$

III.3.5.2. Ferrailage:

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de longueur et on prend $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 17\text{cm}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

- **Tableau III 3.2 : représente les résultats des calculs.**

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)	A_t adapté (cm ² /ml)	A_a adapté (cm ² /ml)
Sens xx'	5.31	1.87	0.85	0.3	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens yy'	4.23	1.49	0.71	0.2	4T10=3.14	4T10=3.14

➤ **Vérification à l'ELU :****a) Condition de non fragilité :****En travée :**

$$A_t^x = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min}^x = 1.62 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_t^y = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_t^y > A_t^x / 4 \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$$

En appuis:

$$A_a^x = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min}^x = 1.62 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_a^y = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

b) Vérification au poinçonnement:

$$Q_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

BAEL (Article H.III.10)

Avec :

 Q_u = charge de calcul à l'état limite.

h = épaisseur de la dalle.

 μ_c = périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(u+v) = 2 \times (180+190) = 740 \text{ cm}.$$

$$Q_u = 97.6 \text{ KN} \quad ; \quad \gamma_b = 1.5$$

$$0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot (f_{c28} / \gamma_b) = 1110 \text{ KN}$$

$$Q_u \leq 1110 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{verifier.}$$

c) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \bar{\tau}_u = \min ((0.2 / \gamma_b \times f_{c28}) ; 5) = 3.33 \text{ Mpa}.$$

$$\tau_u = V_{\max} / (b \times d)$$

$$\text{On a } v > u \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = Q_u / 3v = 17.12 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de } v \Rightarrow V_u = Q_u / (2vu) = 17.42 \text{ KN}.$$

$$\text{Donc : } V_{\max} = 17.42 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.1 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{c'est vérifier (y'a pas de risque de cisaillement).}$$

d) Espacement des barres :

$$\text{Sens } xx' : S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (2e ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}.$$

$$\text{Sens } yy' : S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$$

➤ Calcul à l'ELS :

Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN/ml} \quad ; \quad \nu = 0.2 \text{ à l'ELS.}$$

$$M_{x1} = q_{ser} (M_1 + \nu M_2) = 72.3 \times (0.0485 + 0.2 \times 0.0365) = 4.034 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_{ser} (M_2 + \nu M_1) = 27.3 \times (0.0365 + 0.2 \times 0.0485) = 3.34 \text{ KN.m}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = 1.1 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 1.037 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Superposition des moments:

$$M_x = 4.034 + 1.11 = 5.144 \text{ KN.m}$$

$$M_y = .034 + 1.037 = 4.377 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x = 1.54 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous:

➤ **Tableau III.3.3:** Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous.

	M_t KN.m	M_a KN.m	A_t cm ² /ml	A_a cm ² /ml	A_t cm ² /ml	A_a cm ² /ml
xx'	4.37	1.54	0.7	0.24	4T10=3.14	4T10=3.14
yy'	3.72	1.54	0.63	0.24	4T10=3.14	4T10=3.14

a) Vérification des contraintes:

Sens xx': $y=3.67 \text{ cm}$, $I=11319.62 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 1.41 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Sens yy': $y=3.55 \text{ cm}$, $I=10011.79 \text{ cm}^4$

$$\sigma = 1.31 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

b) Vérification de la flèche :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$h/l = 20/200 = 0.1 \geq 1/16 = 0.06 \dots\dots\dots (1)$$

$$h/l = 0.1 \geq M_t / (10M_0) = 4.37 / (10 \times 5.14) = 0.085 \dots\dots\dots (2)$$

$$A/(bd) = 3.14 / (100 \times 18) = 0.00174 < 0.01 \dots\dots\dots (3)$$

Les trois conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3.6: Schéma de ferrailage:

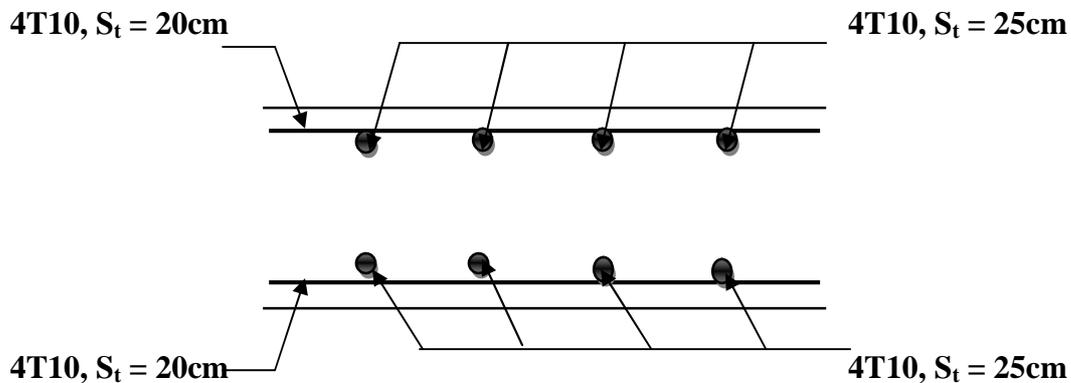


Fig III.3.3: vue en coupe du ferrailage de la dalle.

III.4.Dalle pleine :

Les dalles sont des pièces minces (une dimension nettement inférieure aux deux autres dimensions) et plane. Elles reposent sans ou avec continuité sur 1,2 ,3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou voiles.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Si : $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille selon un seul sens (flexion principale suivant l_x)

Si : $\rho > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille selon les deux sens.

Type 1 : dalle sur 3 appuis.

$$\rho = \frac{1.4}{3.1} = 0.45 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

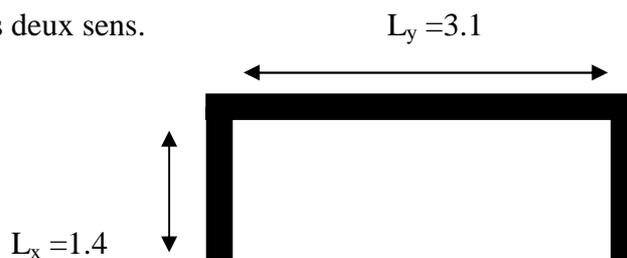


Fig III .4.1 : Schéma de la dalle sur 3 appuis.

a) Evaluation des charges :

$$G = 4.83 \text{ KN/m}^2, Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 11.77 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 8.33 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_g = 1 \text{ KN/m (la charge concentrée due au poids propre du garde corps)}$$

$$Q_{gu} = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN/m.}$$

b) Les sollicitations :

$$L_x < \frac{ly}{2} = 1.55 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \frac{q l x^2 ly}{2} - \frac{2 q l x^3}{3} = 14.22 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \frac{q l x^3}{6} = 5.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 12.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 4.57 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis: } M_{ax} = M_{ay} = -0.3 \times M_{0x} = -4.26 \text{ KN.m}$$

c) Ferrailage :**➤ Exemple de calcul :**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

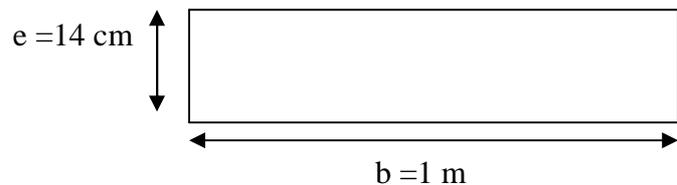


Fig III.4.2 : Section de la dalle pleine à ferrailé.

En travée :**Sens xx :**

$$\mu_{bu} = M_t / b d^2 f_{bu} = (12.08 \times 10^{-3}) / (1 \times 0.11^2 \times 14.2) = 0.0703 \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0703 \leq \mu_l = 0.392$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A : } \xi = 10\%_0 \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0703}) = 0.091.$$

$$z = 0.11 \times (1 - 0.4 \times 0.091) = 0.105.$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{12.08}{0.105 \times 348 \times 10^3} = 3.30 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{x \min}^t = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.45) \times 1 \times 0.14 = 1.42 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{x \min}^t \Rightarrow$ condition vérifier.

Sens yy :

$$\mu_{bu} = M_t / b d^2 f_{bu} = (4.57 \times 10^{-3}) / (1 \times 0.11^2 \times 14.2) = 0.026$$

$$\mu_{bu} = 0.026 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A : } \xi = 10\%_0 \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026}) = 0.032.$$

$$Z = 0.11 \times (1 - 0.4 \times 0.032) = 0.108.$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{4.57}{0.108 \times 348 \times 10^3} = 1.21 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{y \min}^t = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 1 \times 0.14 = 1.12 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{y \min}^t \Rightarrow$ condition vérifier.

En appui :

$$\mu_{bu} = M_t / b d^2 f_{bu} = (4.26 \times 10^{-3}) / (1 \times 0.11^2 \times 14.2) = 0.024$$

$$\mu_{bu} = 0.024 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A : } \xi = 10\%_0 \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.024}) = 0.030.$$

$$Z = 0.11 \times (1 - 0.4 \times 0.030) = 0.108.$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{4.26}{0.108 \times 348 \times 10^3} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{x \min}^t = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.45) \times 1 \times 0.14 = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \min}^t = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 1 \times 0.14 = 1.12 \text{ cm}^2$$

$A_a > A_{x \min}^t \Rightarrow$ condition vérifier.

$A_a > A_{y\ min}^t \Rightarrow$ condition vérifier.

On résume les résultats trouvé ci-dessus dans un tableau :

➤ **Tableau III.4.1 : Résumé des résultats de calcul pour le type (1).**

Sens		M_t (KN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{adp} (cm ² /ml)
Travée	X-X	12.08	0.0703	0.091	0.0105	3.30	5T10=3.93
	Y-Y	4.57	0.026	0.032	0.108	1.21	4T8=2.01
Appui	X-X	4.26	0.024	0.030	0.108	1.13	4T8=2.01
	Y-Y						

Espacement des armatures :

- **Sens X X:** $S_t \leq \min(3e, 33) = 33$ cm; on adopte $S_t = 20$ cm.
- **Sens Y Y :** $S_t \leq \min(4e, 45) = 45$ cm; on adopte $S_t = 25$ cm.

A L'ELU :

a) L'effort tranchant:

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{V}{b d} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25$ MPa. **BAEL (Art.3.5)**

$$V_x = \frac{q l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 7.9 \text{ KN.}$$

$$V_y = \frac{q l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 0.72 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{7.9 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.071 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

b) Vérification:

✓ **Vérification de diamètre des barres:**

$$\emptyset \leq \frac{e}{10} \Rightarrow \emptyset \leq 14 \text{ mm.}$$

$$d_y = d_x - \emptyset_x \text{ telle que : } d_x = e - \text{enrobage} = 14 - 3 = 11 \text{ cm}$$

$$\emptyset_x = \text{diamètre des barres, on prend } \emptyset_x = 10 \text{ mm.}$$

$$\text{Donc : } d_y = d_x - \emptyset_x = 0.11 - 0.01 = 0.10 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b d_y} = \frac{7.9 \times 10}{1 \times 0.10} = 0.079 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier (ya pas de risque de rupture par cisaillement)}$$

$$\frac{0.07}{\gamma b} \times f_{c28} = 1.16 \text{ MPa} > \tau \dots\dots\dots \text{vérifier. } \quad \text{CBA93 (Art A.5.2.2)}$$

$\tau < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$condition vérifier (les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

A l'ELS :

a) Vérification des contraintes dans le béton :

En travée :

$A_s = 3.93 \text{ cm}^2$; $M_{tx} = 8.55 \text{ KN.m}$;

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$50y^2 + 15 \times 3.93 \times y - 15 \times 3.93 \times 11 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.05 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 4671.54 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

En appuis :

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$50y^2 + 15 \times 3.93 \times y - 15 \times 3.93 \times 11 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.05 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 4671.54 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$M_{tx} = 3.09 \text{ KN.m}$; $y = 2.29 \text{ cm}$; $I = 2687.6 \text{ cm}^4$; $\sigma_{bc} = 2.63 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$

b) Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{l} = 0.1 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 \dots \dots \dots \text{vérifier} \\ \frac{A}{b_0 \times d} = 0.0051 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.105 \dots \dots \dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées alors le calcul de flèche dans la dalle n'est pas nécessaire.

c) Le schéma de ferrailage :

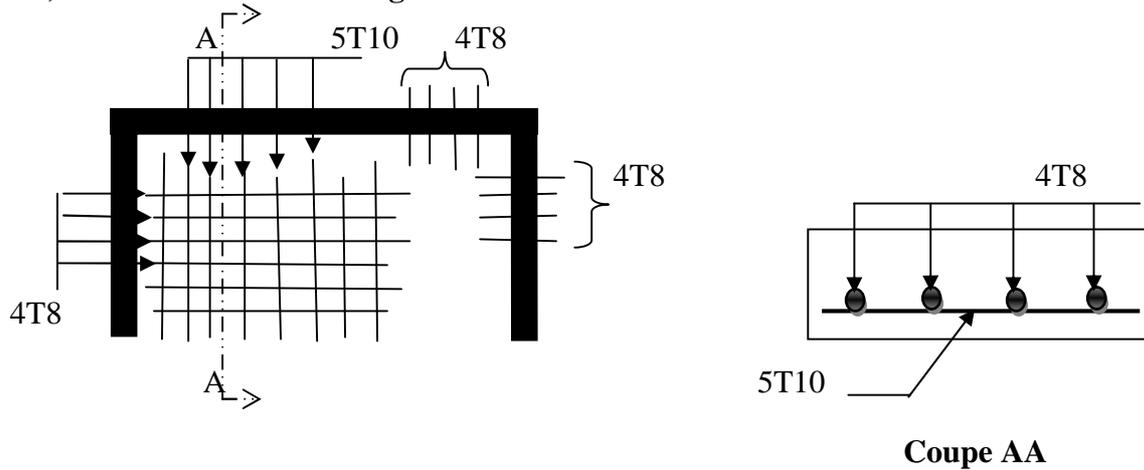


Fig III.4.3: schéma de ferrailage de la dalle pleine type1

Type 2 : Dalle sur 3 appuis.

$$\rho = \frac{1.4}{3.69} = 0.37 < 0.4$$

⇒ La dalle travaille selon un seul sens.

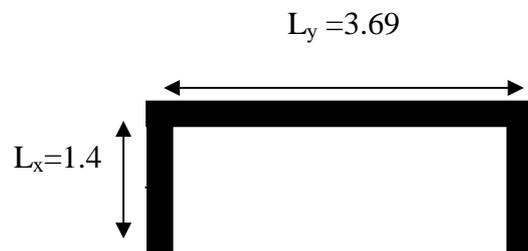


Fig III.4.4 : Schéma de dalle sur 3 appuis.

a) Evaluation des charges :

$$G=4.83 \text{ KN/m}^2, Q=3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35G+1.5Q = 11.77 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s = G+Q = 8.33 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_g = 1 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_{gu} = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN/m}^2.$$

b) Les sollicitations :

$$l_x < \frac{l_y}{2} = 1.845 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \frac{q l_x^2 l_y}{2} - \frac{2 q l_x^3}{3} = 21.03 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \frac{q l_x^3}{6} = 5.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELU :

$$M_{0x} = 21.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 5.38 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_{0x} = 14.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 3.80 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 17.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 4.035 \text{ KN.m}$$

En appuis: $M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times M_{0x} = -10.51 \text{ KN.m}$

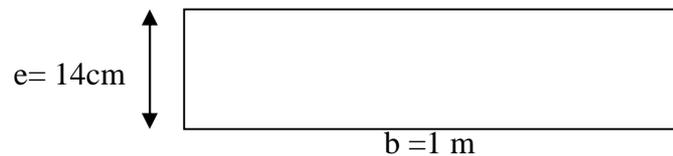
c) L'effort tranchant:

$$V_x = \frac{q l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_x = 8.071 \text{ KN.}$$

$$V_y = \frac{q l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_y = 0.44 \text{ KN.}$$

d) Ferrailage:

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bonde de 1 ml.



Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

➤ **Tableau III.4.2: Résumé les résultats de calculs.**

Sens		M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	$z(m)$	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{adp} (cm ² /ml)
Travée	X-X	17.87	0.104	0.137	0.103	4.94	5T12=5.65
	Y-Y	4.035	0.029	0.037	0.096	1.2	3T8=1.51
Appui	X-X	10.51	0.061	0.078	0.106	2.83	3T12=3.39
	Y-Y						

Calcul d'espacement :

- **Sens X X:** $S_t \leq \min(3e, 33) = 33 \text{ cm}$; on adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.
- **Sens Y-Y :** $S_t \leq \min(4e, 45) = 45 \text{ cm}$; on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

✓ **Vérification:**

$$\emptyset \leq \frac{e}{10} \Rightarrow e \leq 14 \text{ mm.}$$

à L'ELU :

a) **L'effort tranchant:**

Il faut vérifier : $\tau_u \leq \tau^-$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = 0.082 \text{ MPa} < \tau^- = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier (ya pas de risque de rupture par cisaillement)}$$

$$\frac{0.07}{\gamma b} \times f_{c28} = 1.16 \text{ MPa} > \tau_u$$

$\tau < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifier (les armatures transversales ne sont pas nécessaires). **BAEL (Art .3.5)**

b) **Condition de non fragilité :**

$$\begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.47 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

AL'ELS :

a) **Vérification de la contrainte dans le béton :**

En travée : $M_{tx} = 12.65 \text{ KN.m}$

$$y = 3.55 \text{ cm} ; I = 6195.1 \text{ cm}^4 ; \sigma_{bc} = 7.25 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

En appui : $M_{ax} = 4.46 \text{ KN.m}$

$$y = 2.87 \text{ cm} ; I = 4149 \text{ cm}^4 ; \sigma_{bc} = 3.09 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

b) **Etat limite d'ouverture des fissures :(en travée)**

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 228.18 \text{ Mpa.}$$

$\sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ n'est vérifier donc on refait les calculs de A_s à L'ELS.

$$B = 0.0051 ; \alpha = 0.36 ; A_s = \mathbf{6.39 \text{ cm}^2}$$
 donc on choisit : **5T14= 7.7cm²**

En appui :

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 131.17 \text{ Mpa.}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa}$C'est vérifier.

c) Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{l} = 0.1 \geq \frac{Mt}{10 \times M_0} = 0.12 \dots\dots\dots \text{n'est pas vérifier} \\ \frac{A}{b_0 \times d} = 0.007 \leq \frac{4.2}{fe} = 0.105 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée alors le calcul de flèche dans la dalle est nécessaire

➤ **Calcul des moments :**

$M_j = 1.69\text{KN.m}$; $M_g = 2.21\text{KN.m}$; $M_p = 3.8 \text{ KN.m}$; $\rho = 0.0018$; $\lambda_i = 11.49$; $\lambda_v = 4.59$

$y = 2.29 \text{ cm}$; $I = 2687.6 \text{ cm}^2$; $I_0 = 23349.1 \text{ cm}^4$.

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_j \text{ser} (d-y)}{I} = 15 \times \frac{1.69 \times (11-2.29) \times 10^{-5}}{2687.6 \times 10^{-8}} = 82.15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g \text{ser} (d-y)}{I} = 15 \times \frac{2.21 \times (11-2.29) \times 10^{-5}}{2687.6 \times 10^{-8}} = 107.43 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_p \text{ser} (d-y)}{I} = 15 \times \frac{3.8 \times (11-2.29) \times 10^{-5}}{2687.6 \times 10^{-8}} = 185.15 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 ft_{28}}{4\rho\sigma_{sj} + ft_{28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0018 \times 82.15 + 2.1} = -0.36 < 0.$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 ft_{28}}{4\rho\sigma_{sg} + ft_{28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0018 \times 107.43 + 2.1} = -0.27 < 0.$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 ft_{28}}{4\rho\sigma_{sp} + ft_{28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0018 \times 185.15 + 2.1} = -0.070 < 0$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 23349.1}{1 + 11.49 \times 4.59} = 0.279; \quad I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; \quad I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

I_{f_i} (m⁴)	I_{f_{ig}} (m⁴)	I_{f_{ip}} (m⁴)	I_{f_{vg}} (m⁴)	f_{ji} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gv} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)
0.00025	0.00025	0.00025	0.00025	0.279	0.364	0.627	1.092	1.071	7.38

$\Delta f = 0.1071 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.738 \text{ cm}$ C'est vérifier.

d) Le schéma de ferrailage :

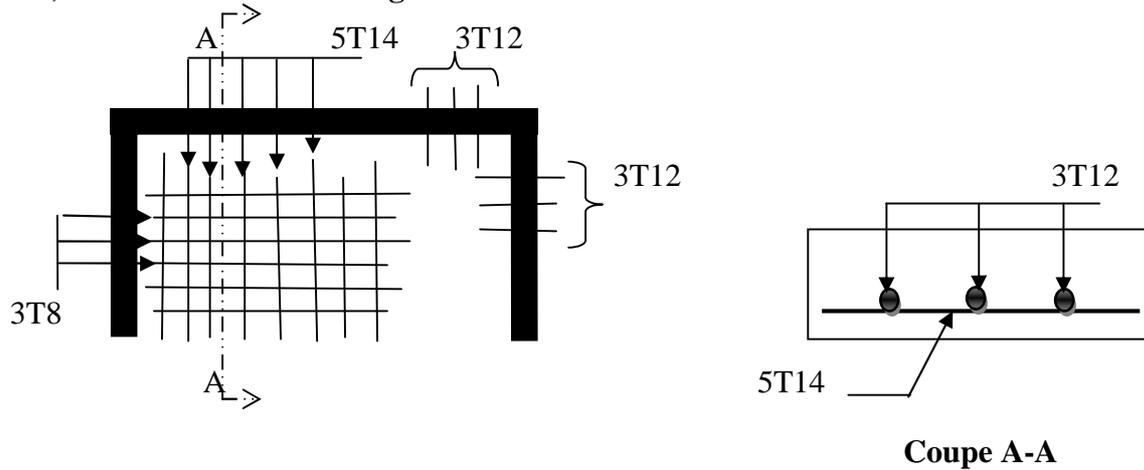


Fig III.4.5: schéma de ferrailage de la dalle pleine type2.

Type 3 : Dalle pleine sur 3 appuis.

$$\rho = \frac{1.4}{6.4} = 0.21 < 0.4$$

⇒ La dalle travaille selon un seul sens.

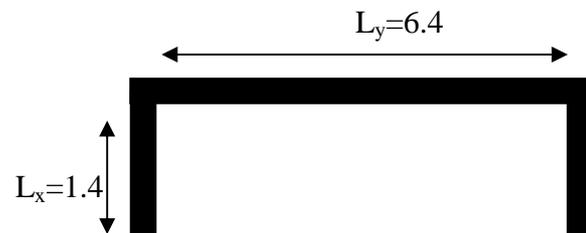


Fig III.4.6 : Schéma de dalle sur 3 appuis.

a) Evaluation des charges :

$$G=4.83 \text{ KN/m}^2, Q=3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 11.77 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s = 8.33 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_g = 1 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_{gu} = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN/m}^2.$$

d) Les sollicitations :

$$l_x < \frac{l_y}{2} = 3.2 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \frac{q l_x l_y}{2} - \frac{2 q l_x}{3} \\ M_{0y} = \frac{q l_x}{6} \end{cases}$$

ELU : $M_{0x} = 52.29 \text{ KN.m}$; $M_{0y} = 5.38 \text{ KN.m}$

ELS : $M_{0x} = 37 \text{ KN.m}$

$M_{0y} = 3.80 \text{ KN.m}$

En travée :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 44.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 4.57 \text{ KN.m}$$

En appuis: $M_{ax} = M_{ay} = -0.3 \times M_{0x} = - 15.68 \text{ KN.m}$

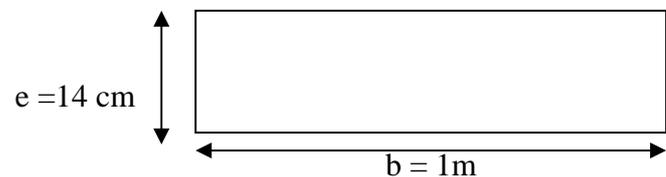
e) L'effort tranchant:

$$V_x = \frac{q l_x}{2} \frac{l_y}{l_x+l_y} = 8.22 \text{ KN.}$$

$$V_y = \frac{q l_y}{2} \frac{l_x}{l_x+l_y} = 0.086 \text{ KN.}$$

f) Ferrailage:

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bonde de 1 ml.



➤ **Tableau III.4.3: Résumé les résultats de calcul.**

Sens		M_t (KN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$
Travée	X X	44.44	0.258	0.381	0.093	13.73	10T14=15.33
	Y Y	4.57	0.034	0.044	0.094	1.39	3T8=1.51
Appui	X X	15.68	0.091	0.119	0.104	4.33	7T10=5.5
	Y Y						

Calcul d'espacement :

- **Sens X-X:** $S_t \leq \min(3e, 33) = 33 \text{ cm}$; on adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.
- **Sens Y-Y :** $S_t \leq \min(4e, 45) = 45 \text{ cm}$; on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.
- ✓ **Vérification:**

A L'ELU :

a) L'effort tranchant:

Il faut vérifier : $\tau_u \leq \tau^-$

$$\tau_u = \frac{V}{b d_y} = 0.085 \text{ MPa} < \tau^- = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier (ya pas de risque de rupture par cisaillement).}$$

$$\frac{0.07}{\gamma b} \times f_{c28} = 1.16 \text{ MPa} > \tau_u$$

$\tau < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$condition vérifier (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

b) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b d_y \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.15 \text{ cm}^2 < 1.51 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifier.}$$

A L'ELS :

a) Vérification de la contrainte dans le béton :

En travée : $M_{tx} = 31.45 \text{ KN.m}$

$$y = 5.17 \text{ cm} ; I = 12422 \text{ cm}^4 ; \sigma_{bc} = 13.10 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

En appui : $M_{ax} = 11.10 \text{ KN.m}$

$$y = 3.51 \text{ cm} ; I = 6069.7 \text{ cm}^4 ; \sigma_{bc} = 6.42 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissures :(en travée)

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 221.23 \text{ Mpa.}$$

$\sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$n'est vérifier donc on refait les calculs de A_s à L'ELS.

$$B = 0.012 ; \alpha = 0.57 ; A_s = 16.82 \text{ cm}^2 \text{ donc on choisit : } \mathbf{9T16 = 18.10 \text{ cm}^2}$$

$$\text{En appui : } \sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 205.38 \text{ Mpa.}$$

$\sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$n'est pas vérifiée donc on refait les calculs de A_s à L'ELS.

$$B = 0.0045 ; \alpha = 0.34 ; A_s = \mathbf{5.60 \text{ cm}^2} \text{ donc on choisit : } \mathbf{6T12 = 6.79 \text{ cm}^2}$$

c) Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots\text{vérifier} \\ \frac{h}{l} = 0.1 \geq \frac{Mt}{10 \times M_0} = 0.083 \dots\dots\dots\text{vérifier} \\ \frac{A}{b_0 \times d} = 0.016 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.105 \dots\dots\dots\text{vérifier} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche dans la dalle n'est pas nécessaire.

d) Le schéma de ferrailage :

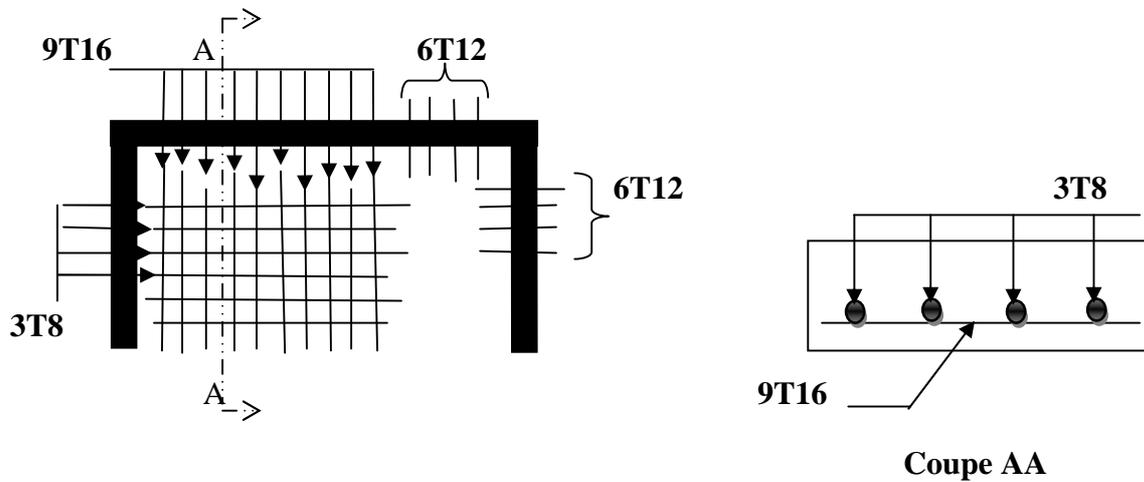


Fig III.4.7: schéma de ferrailage de la dalle pleine type3.

Type 4 : Dalle pleine sur 4 appuis :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.1}{4.1} = 0.75 > 0.4$$

⇒ La dalle travaille selon les deux sens.

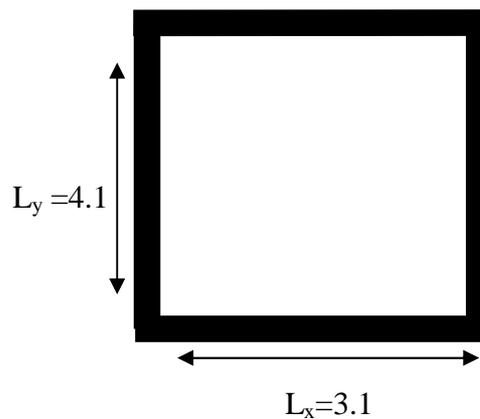


Fig III.4.8 : Schéma de dalle sur 4 appuis.

a) Evaluation des charges :

$$G=4.83 \text{ KN/m}^2, Q=3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 11.77 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 8.33 \text{ KN/m}^2$$

a) Les sollicitations :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y M_{0x} \end{cases}$$

$$\rho=0.75 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0621 \\ \mu_y = 0.5105 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0.0621 \times 11.77 \times 3.1^2 = 7.02 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0.5105 \times 7.02 = 3.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Annexe 01

Calcul des moments réel :**En travée :**

$$M_t^x = 0.85M_0^x = 0.85 \times 7.02 = 5.96 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.85M_0^y = 0.85 \times 3.58 = 2.68 \text{ KN.m.}$$

$$\text{En appuis : } M_a^x = M_a^y = -0.5M_0^x = -0.5 \times 7.02 = -2.98 \text{ KN.m.}$$

b) Le ferrailage :

$$\text{Section (b} \times \text{e)} = (1 \times 0.14)$$

Flexion simple : F.N \Rightarrow c : enrobage = 3 cm.

$$d_x = e - c = 0.14 - 0.03 = 0.11 \text{ m.}$$

$$d_y = d_x - \varnothing_x = 0.11 - 0.008 = 0.102 \text{ m.}$$

En travée :**Sens xx :**

$$M_t^x = 5.96 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = M_t^x / b d_x^2 f_{bu} = (5.96 \times 10^{-3}) / (1 \times 0.11^2 \times 14.2) = 0.034$$

$$\mu_{bu} = 0.034 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0, \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A : } \xi = 10\%_0 \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.034}) = 0.043.$$

$$Z = 0.11 \times (1 - 0.4 \times 0.043) = 0.108.$$

$$A_t^x = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{5.96}{0.108 \times 348 \times 10^3} = 1.58 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho > 0.4 \\ e \geq 12 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = \rho_s \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e. \\ A_{\min}^y = \rho_s \times b \times e. \end{array} \right. \quad \text{(Art.5.2) [2]}$$

Pour l'acier fe E400 et $\varnothing > 6$ mm on prend $\rho_s = 0.0008$.

$$A_{tx}^{\min} = \rho_s \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e = 0.0008 \times \frac{(3-0.75)}{2} \times 100 \times 14$$

$$A_{tx}^{\min} = 1.26 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_t^x > A_{tx}^{\min} \quad , \text{ On opte pour } \mathbf{5T10 = 3.93 \text{ cm}^2}$$

Sens yy :

$$M_t^y = 2.68 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = M_t^y / bd_y^2 f_{bu} = (2.68 \times 10^{-3}) / (1 \times 0.102^2 \times 14.2) = 0.018$$

$$\mu_{bu} = 0.018 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} : \xi = 10\%_0 \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.018}) = 0.022.$$

$$Z = 0.102 \times (1 - 0.4 \times 0.022) = 0.0101.$$

$$A_t^y = \frac{Mty}{z.fst} = \frac{2.68}{0.0101 \times 348 \times 10^3} = 0.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{ty}^{\min} = \rho_s \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 14$$

$$A_{ty}^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2.$$

$$A_{ty}^{\min} > A_t^y \quad , \text{ On opte pour } \mathbf{4T8 = 2.01 \text{ cm}^2}$$

En appui :

$$M_a^x = - 2.98 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = M_a^x / bd^2 f_{bu} = (2.98 \times 10^{-3}) / (1 \times 0.11^2 \times 14.2) = 0.020$$

$$\mu_{bu} = 0.020 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \quad , \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} : \xi = 10\%_0 \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.020}) = 0.025.$$

$$Z = 0.11 \times (1 - 0.4 \times 0.025) = 0.100.$$

$$A_a = \frac{Mu}{Z \times fst} = \frac{2.98}{0.100 \times 348 \times 10^3} = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour } \mathbf{4T8 = 2.01 \text{ cm}^2}$$

Calcul de l'espacement :

- **Sens x-x' :** $S_t \leq \min(3e; 33) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte } S_t = 25 \text{ cm.}$
- **Sens y-y' :** $S_t \leq \min(4e; 45) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte } S_t = 25 \text{ cm.}$

➤ **Vérification :**

✓ **Vérification des diamètres des barres :**

$$\phi_x \leq \frac{e}{10} = \frac{140}{10} \Rightarrow \phi_x \leq 14 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

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

$$\rho > 0.4$$

$$V_u = \frac{qu \times lx}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{11.77 \times 3.1}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.75}{2}} = 13.26 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times dx} = \frac{13.26 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.12 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{vérifier (y'a pas risque de rupture par cisaillement).}$$

$$\tau_u \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

$$\tau_u \leq 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier (y'a pas d'armatures transversales).}$$

A L'ELS :

$$q_s = 8.33 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = 0.75 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.6447 \end{cases}$$

Annexe [1]

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0684 \times 8.33 \times 3.1^2 = 5.47 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y M_0^x = 0.6447 \times 5.47 = 3.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tser}^x = 4.65 \text{ KN.m} \\ M_{tser}^y = 3.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments réel :

En travée :

$$M_{tser}^x = 0.85 M_0^x = 0.85 \times 5.47 = 4.65 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tser}^y = 0.85 M_0^y = 0.85 \times 3.52 = 2.99 \text{ KN.m.}$$

$$\text{En appuis : } M_{aser}^x = M_{aser}^y = -0.5 M_0^x = -0.5 \times 5.47 = -2.73 \text{ KN.m.}$$

a) Vérification de la contrainte dans le béton :

En travée :

$$\text{Sens X-X : } M_{tser}^x = 4.65 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times dx = 0$$

$$50y^2 + 15 \times 3.93 \times y - 15 \times 3.93 \times 11 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.05 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 4671.54 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sens Y-Y : $M_{\text{tser}}^Y = 2.99 \text{ KN.m}$; $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times dx = 0$$

$$50y^2 + 15 \times 2.01 \times y - 15 \times 2.01 \times 10.2 = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.19 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 2284.54 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

En appuis :

$M_{\text{aser}}^x = -2.73 \text{ KN.m}$; $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times dx = 0$$

$$50y^2 + 15 \times 2.01 \times y - 15 \times 2.01 \times 11 = 0$$

$$y = 2.29 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 2687.6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

b) Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

Sens x-x :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{lx} = \frac{14}{310} = 0.045 < \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{n'est pas vérifier} \\ \frac{h}{lx} = \frac{14}{310} = 0.045 < \frac{Mt}{10 \times M_0} = \frac{4.65}{10 \times 5.47} = 0.085 \dots \dots \dots \text{n'est pas vérifier} \\ \frac{A}{b_0 \times dx} = \frac{3.93 \times 10^{-4}}{1 \times 0.11} = 0.00357 \leq \frac{4.2}{fe} = 0.105 \dots \dots \dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées donc la vérification de la flèche est nécessaire.

➤ Calcul des moments :

$$M_j = 4.45 \text{ KN.m} ; M_g = 5.8 \text{ KN.m} ; M_p = 10 \text{ KN.m}; \rho = 0.00357; \lambda_i = 5.88; \lambda_v = 2.35$$

$$y = 3.05; I = 4671.54 \text{ cm}^4;$$

$$I_0 = b/3(v_1^3 + v_2^3) + 15 A (v_2 + e)^2 = 100/3(7.16^3 + 6.84^3) + 15 \times 3.93 (6.84 + 2)^2 = 27509.1 \text{ cm}^4$$

Avec: $e = 2 \text{ cm}$ (enrobage).

$$v_1 = 1/B_0 ((b/2) h^2 + 15 A d)$$

$$v_2 = h - v_1$$

$$B_0 = b h + 15A = (100 \times 14) + (15 \times 3.93) = 1458.95 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = 1/1458.95 \times [((100/2)14^2 + 15(3.93 \times 11))] = 7.16 \text{ cm}$$

$$V_1 = 7.16 \text{ cm}$$

$$V_2 = 6.84 \text{ cm}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_j \text{ser} (d-y)}{I} = 15 \times \frac{4.45 \times (11 - 3.05) \times 10^{-5}}{4671.54 \times 10^{-8}} = 113.59 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g \text{ser} (d-y)}{I} = 15 \times \frac{5.8 \times (11 - 3.05) \times 10^{-5}}{4671.54 \times 10^{-8}} = 148.05 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_p \text{ser} (d-y)}{I} = 15 \times \frac{10 \times (11 - 3.05) \times 10^{-5}}{4671.54 \times 10^{-8}} = 255.26 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \text{ ft}28}{4\rho\sigma_{sj} + \text{ft}28} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00357 \times 113.59 + 2.1} = 0.0126 < 0 \Rightarrow \mu_j = 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \text{ ft}28}{4\rho\sigma_{sg} + \text{ft}28} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00357 \times 148.05 + 2.1} = 0.12 < 0.$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \text{ ft}28}{4\rho\sigma_{sp} + \text{ft}28} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00357 \times 255.26 + 2.1} = 0.36 < 0$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 27509.1}{1 + 5.88 \times 0.0126} = 28172.74 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 27509.1}{1 + 5.88 \times 0.12} = 17741.56 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 27509.1}{1 + 5.88 \times 0.36} = 9708.67 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 27509.1}{1 + 0.12 \times 2.35} = 23603.75 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \text{ser} . l^2}{10.Ei.I_{f_{ij}}} = \frac{4.45 \times 3.1^2}{10 \times 32164.2 \times 28172.74} 10^5 = 4.71 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{Mgser.l^2}{10.Ei.If_{ig}} = \frac{5.8 \times 3.1^2}{10 \times 32164.2 \times 17741.56} 10^5 = 9.76 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{Mpser.l^2}{10.Ei.If_{ip}} = \frac{10 \times 3.1^2}{10 \times 32164.2 \times 9708.67} 10^5 = 3.07 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{Mgser.l^2}{10.Ev.If_{vg}} = \frac{5.8 \times 3.1^2}{10 \times 10721.4 \times 23603.75} 10^5 = 2.2 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.38 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{310}{500} = 0.62 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifier.}$$

Sens y-y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{ly} = \frac{14}{410} = 0.034 < \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{n'est pas vérifier.} \\ \frac{h}{ly} = \frac{14}{410} = 0.034 < \frac{Mt}{10 \times M_0} = \frac{2.99}{10 \times 3.52} = 0.085 \dots\dots\dots \text{n'est pas vérifier.} \\ \frac{A}{b_0 \times d_y} = \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1 \times 0.102} = 0.00197 \leq \frac{4.2}{fe} = 0.105 \dots\dots\dots \text{vérifier.} \end{array} \right.$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées donc la vérification de la flèche est nécessaire.

➤ Calcul des moments :

$$M_j = 4.45 \text{ KN.m} ; M_g = 5.8 \text{ KN.m} ; M_p = 10 \text{ KN.m}; \rho = 0.00197; \lambda_i = 10.65 ; \lambda_v = 4.26$$

$$y = 2.19 \text{ cm}; I = 2284.54 \text{ cm}^4; I_0 = 25274.55 \text{ cm}^4$$

Avec: e = 2 cm (enrobage).

$$B_0 = 1430.15 \text{ cm}^2, V_1 = 6.85 \text{ cm}, V_2 = 7.14 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{sj} = 234.037 \text{ Mpa} \Rightarrow \mu_j = -0.068 < 0$$

$$\sigma_{sg} = 305.037 \text{ Mpa} \Rightarrow \mu_g = 0.18$$

$$\sigma_{sp} = 525.926 \text{ MPa} \Rightarrow \mu_p = 0.41$$

If _i (m ⁴)	If _{ig} (m ⁴)	If _{ip} (m ⁴)	If _{vg} (m ⁴)	f _{ji} (cm)	f _{gi} (cm)	f _{pi} (cm)	f _{gv} (cm)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
27802.005	9531.026	5180.658	15735.796	0.083	0.318	0.01	0.57	0.179	0.82

$$\Delta f = 0.179 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.82 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifier.}$$

c) Schéma de ferrailage

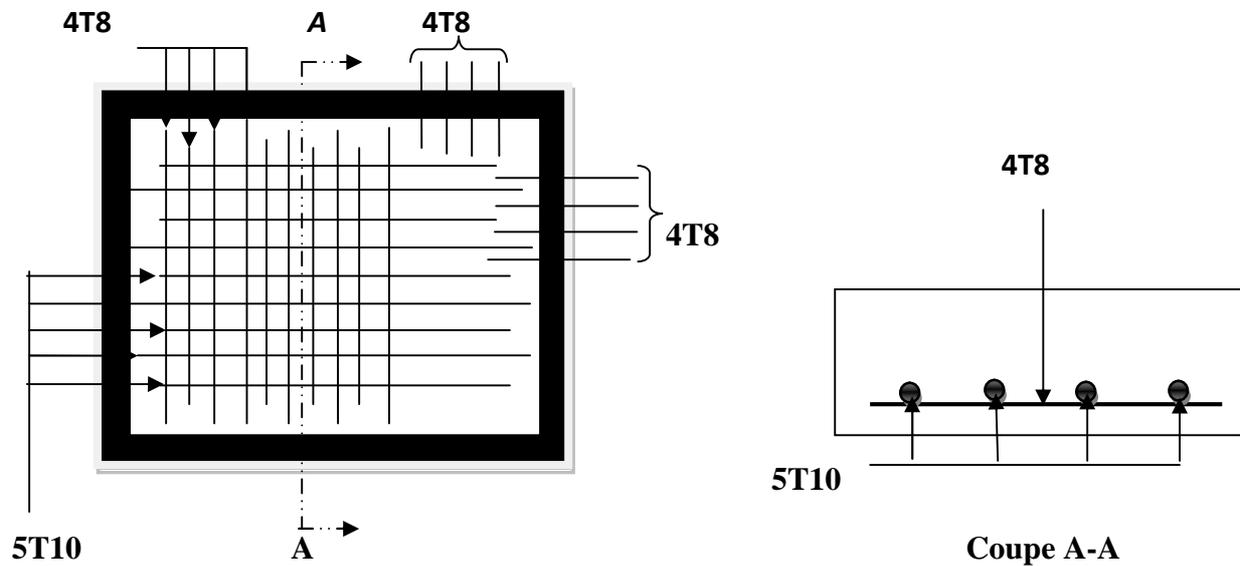


Fig III.4.9:Schéma de ferrailage d'une dalle sur 4 appuis.

Type5 : Dalle sur deux appuis perpendiculaires :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.4}{4.1} = 0.34$$

$\Rightarrow \rho \leq 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

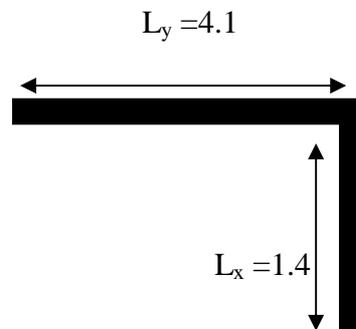


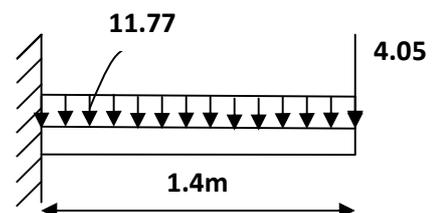
Fig III.4.10: Schéma de ferrailage d'une dalle sur 2 appuis.

a) Evaluation des charges :

$$G = 4.83 \text{KN/m}^2 ; Q = 3.5 \text{KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.77 \text{KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 8.33 \text{KN/m}^2$$



$q_{ug} = 1.35 \times \rho \times e \times H \times b$ (la charge concentrée due au poids propre du garde corps).

$$q_{ug} = 1.35 \times 25 \times 0.1 \times 1.2 \times 1 = 4.05 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{sg} = \rho \times e \times H \times b$$

$$q_{sg} = 25 \times 0.1 \times 1.2 \times 1 = 3 \text{ KN/m}^2$$

b) Les sollicitations :

à l'ELU :

$$M_u = \frac{q_u \times L_x^2}{2} + (q_{ug} \times l_x).$$

$$M_u = \frac{11.77 \times 1.4^2}{2} + (4.05 \times 1.4) = 17.2 \text{ KN.m.}$$

$$M_s = \frac{q_s \times L_x^2}{2} + (q_{sg} \times l_x).$$

$$M_s = \frac{8.33 \times 1.4^2}{2} + (3 \times 1.4) = 12.63 \text{ KN.m.}$$

$$V_u = q_{ug} + q_u \times l_x$$

$$V_u = 4.05 + 11.77 \times 1.4 = 20.52 \text{ KN.}$$

c) Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bonde de 1ml de longueur et de 14cm d'épaisseur à la flexion simple avec : $d_x = 11 \text{ cm}$.

Armatures principales :

$$\mu_{bu} = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu})$$

$$\mu_{bu} = 17.2 \times 10^{-3} / (1 \times 0.11^2 \times 14.2) = 0.1$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}]$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1}] = 0.131$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$z = 0.11 (1 - 0.4 \times 0.131) = 0.104$$

$$A_t = M_u / (z \cdot f_{st}) = 4.75 \text{ cm}^2, A_{adopt} : 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

d) Vérification :

A L'ELU :

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$e = 14 \text{ cm} ; \rho < 0.4 \Rightarrow A_{min} = \rho \times b \times e = 1.12 \text{ cm}^2.$$

$A_{calculé} > A_{min} \Rightarrow$ on prend : **5T12= 5.65 cm²**.

✓ **Les armatures de réparations :**

$$A_r = \frac{A_{adopte}}{4} = 1.41 \text{ cm}^2. \text{ On adopte pour } \mathbf{4T8 = 2.01 \text{ cm}^2}.$$

Les espacements :

- Parallèle à l_x : $S_t \leq \min(3e; 33) = 33\text{cm} \Rightarrow$ on adopte $S_t = 15\text{cm}$.
- Parallèle à l_y : $S_t \leq \min(4e; 45) = 45\text{cm} \Rightarrow$ on adopte $S_t = 25\text{cm}$.

e) Vérification de l'effort tranchant :

$$d_y = d_x - \phi_x = 0.11 - 0.012 = 0.098 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d_y} = \frac{20.52 \times 10^{-3}}{1 \times 0.098} = 0.209 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

Vérification à l'ELS :

a) Vérification de la contrainte dans le béton :

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

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15Ay - 15A \times d = 0.$$

$$\frac{100}{2} \times y^2 + 15 \times 5.65y - 15 \times 5.65 \times 11 = 0 \Rightarrow y = 3.55 \text{ cm.}$$

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

$$I = \frac{100}{3} \times 3.55^3 + 15 \times 5.65 \times (11 - 3.55)^2 = 0. \Rightarrow I = 6195.113 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 7.23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

b) Vérification de la contrainte dans l'acier :

La fissuration est nuisible, donc on doit vérifier :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 227.82 \text{ MPa.}$$

$$\sigma > \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{non vérifié.}$$

La condition n'est pas vérifiée donc on augmente la section de l'acier de **5T12 = 5.65 cm²** à **5T14 = 7.7 cm²**

c) Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(2) \end{array} \right.$$

(1) : $\frac{h}{L} = \frac{14}{410} = 0.085 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots$ vérifier.

(2) : $\frac{A}{b \times d} = 0.0056 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots$ vérifier.

Les deux conditions sont vérifier, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

d) Schéma de ferrailage :

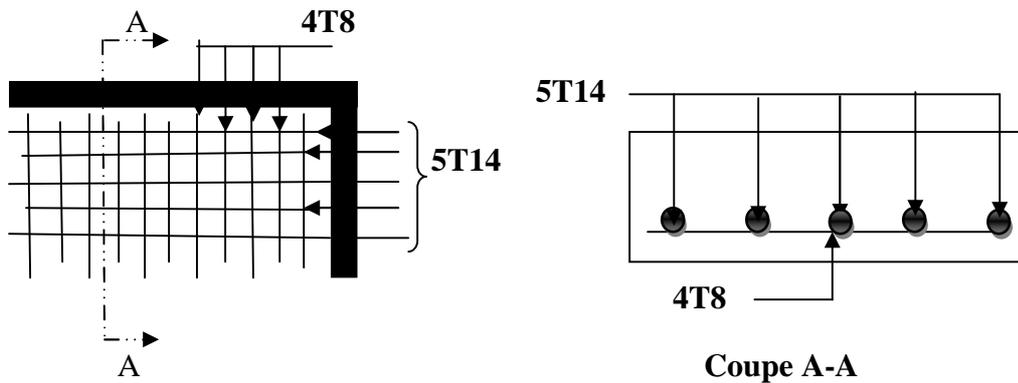


Fig III.4.11: schéma de ferrailage de la dalle pleine type5.

III.5. Etude des escaliers :

III.5.1. Définition :

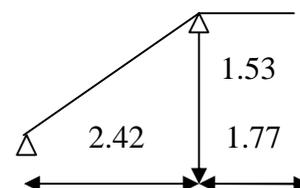
Un escalier est une succession de marche permettent le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Les escaliers dans notre structure sont de même type : deux volées et un palier intermédiaire.

➤ Etude de l'escalier principal : (pour les étages courants) :

Ce type d'escalier est composé de :

- Un palier d'épaisseur 14 cm.
- Deux volées parallèles d'épaisseur 14 cm.
- Giron de 30 cm.



-Contre marche de 17 cm.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre sur deux appuis uniformément chargée (pour la volée).

III.5.2. La volée de l'escalier principale :

a) Charge et surcharges :

Volée : $G_{\text{volée}} = 7.24 \text{ KN/m}^2$.

$Q_{\text{escalier}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

à l'ELU : $q_v = 1.35 G + 1.5Q = 13.52 \text{ KN/ml}$.

à l'ELS : $q_v = G + Q = 9.74 \text{ KN/ml}$.

• Les sollicitations :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2}$$

$$M_u = \frac{13.52 \times 2.42^2}{8} = 9.89 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{13.52 \times 2.42}{2} = 16.35 \text{ KN.}$$

$$M_t = 0.85 \times M_u = 8.4 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.3 \times M_u = -2.96 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = 7.75 \text{ KN.m}$$

$$V_s = \frac{q_s \times l}{2} = 12.9 \text{ KN.}$$

$$M_s = \frac{9.74 \times 2.42^2}{8} = 7.13 \text{ KN.m}$$

$$V_s = \frac{9.74 \times 2.42}{2} = 11.78 \text{ KN.}$$

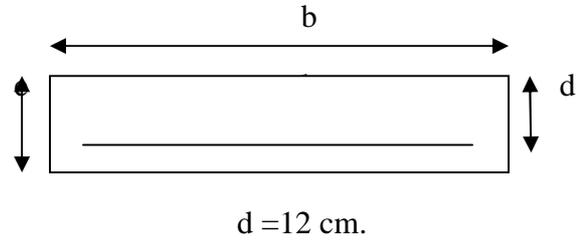
• Le ferrailage :

b) Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b × h)

Avec :

$$\begin{cases} \text{En travée : } M_t=8.4 \text{ KN.m} \\ \text{En appuis : } M_a=2.96 \text{ KN.m} \\ \\ \begin{cases} b=100 \text{ cm.} \\ h=e=14 \text{ cm.} \end{cases} \end{cases}$$



Section de ferrailage.

En travée :

$$\mu_{bu} = M_t / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu})$$

$$\mu_{bu} = 8.4 \times 10^{-3} / (1 \times 0.12^2 \times 14.2) = 0.041$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.041}] = 0.052$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.12 (1 - 0.4 \times 0.052) = 0.117$$

$$A_t = M_t / (z \cdot f_{st}) = 2.05 \text{ cm}^2 \quad , \quad A_{adopt} : \mathbf{4T10 = 3.14 \text{ cm}^2}$$

En appuis :

$$\mu_{bu} = M_t / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu}) = 2.96 \times 10^{-3} / (1 \times 0.12^2 \times 14.2) = 0.0144$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0144}] = 0.0182$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.12 (1 - 0.4 \times 0.0182) = 0.119$$

$$A_t = M_t / (z \cdot f_{st}) = 0.71 \text{ cm}^2 \quad , \quad A_{adopt} : \mathbf{3T8 = 1.51 \text{ cm}^2}$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

a) **Vérification de la Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.44 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On a : $A > A_{min}$ Condition vérifié.

b) **Vérification de l'effort tranchant:**

$$\tau_u \leq \tau^-$$

$$\tau^- = \min (0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa.}$$

(Art A.5.1)[2]

$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{0.01635}{1 \times 0.12} = 0.136 \text{ MPa} < \tau^- = 3.33 \text{ MPa}$Condition vérifier (ya pas de risque de rupture par cisaillement).

$\tau < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$condition vérifier (les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

Calcul des armatures de répartition :

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4}$

$$\frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_t \geq 0.78 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On choisit: **3 T8=1.51 cm²/ml.**

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} \Rightarrow \frac{A_a}{4} = \frac{1.51}{4} = 0.37 \text{ cm}^2/\text{ml}.$

On choisit: **3 T8=1.51 cm²/ml.**

Espacement des barres :

Armature principale: $S_t \leq \min(4h, 45) = \min(56, 45) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}$. On prend $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ Vérification à l'ELS:

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

a) Vérification de l'état de compression du béton :

En travée :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma^- ; \sigma^- = 15 \text{ MPa}.$$

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

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A y - 15Ad = 0$$

$$50 y^2 + 47.1 y - 565.2 = 0 \Rightarrow y = 2.92 \text{ cm}.$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A (d-y)^2 \Rightarrow I = 4713.12 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 3.75 \text{ MPa} < \sigma^- \Rightarrow (y' \text{ a pas de risque de fissuration du béton en compression})$$

En appuis :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}.$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A y - 15Ad = 0$$

$$50 y^2 + 22.65 y - 271.8 = 0 \Rightarrow y = 2.11 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A (d-y)^2 \Rightarrow I = 2528.57 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 0.89 \text{ MPa} < \sigma^- \Rightarrow (y' \text{ a pas de risque de fissuration du béton en compression})$$

b) Vérification de l'état limite de déformation:

Si les conditions sont satisfaites, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{h}{b} \geq \frac{Mt}{10.M0} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{2.4}{fe} \dots\dots\dots (3)$$

$$(1) : \frac{h}{l} = \frac{0.14}{4.19} = 0.033 < \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{condition non vérifié}$$

$$(2) : \frac{h}{b} = \frac{14}{100} = 0.14 > \frac{Mt}{10.M0} = \frac{8.4}{10 \times 9.89} = 0.084 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

$$(3) : \frac{At}{b.d} = \frac{3.14}{100.12} = 0.0026 < \frac{2.4}{fe} = \frac{2.4}{400} = 0.006 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

La relation (1) n'est pas vérifiée ; donc on procède à la vérification de la flèche et les résultats sont comme suit :

✓ **La flèche est calculée comme dans les poutrelles :**

$$y = 2092 \text{ cm}; I = 4713.12 \text{ cm}^4; I_0 = 26583.16 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = 8.047 ; \lambda_v = 3.23 ; \rho = 0.0026$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}; E_v = \frac{Ei}{3} = 10721.4 \text{ MPa.}$$

$$q_{j \text{ ser}} = G - \text{revetment} = 5.68 \text{ KN/ml} , q_{g \text{ ser}} = 7.24 \text{ KN/ml} , q_{p \text{ ser}} = 9.74 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{j \text{ ser}} = (q_{j \text{ ser}} \times l^2) / 8 = 4.15 \text{ KN.m} , M_{g \text{ ser}} = 5.3 \text{ KN.m} , M_{p \text{ ser}} = 7.13 \text{ KN.m}$$

Donc: le calcul de la flèche s'impose les résultants représenté dans le tableau suivant:

➤ **Tableau III.5.2.1: Résumé des résultats de ferrailage.**

	σ_{sj} (MPa)	σ_{sg} (MPa)	σ_{sp} (MPa)	μ_j	μ_g	μ_p	I_{fij} (cm ⁴)	I_{fig} (cm ⁴)	I_{fip} (cm ⁴)
Volée	119.92	153.15	206.04	-0.097	0.0048	0.13	134623.06	28151.01	14270.39

	$I_{fvg} (cm^4)$	$f_{ij} (cm)$	$f_{gi} (cm)$	$f_{pi}(cm)$	$f_{gv} (cm)$	$\Delta_f (cm)$	$f_{adm} (cm)$
	28795.03	5.61×10^{-3}	3.42×10^{-2}	9.09×10^{-2}	1.005×10^{-3}	0.151	0.484

Schéma de ferrailage :

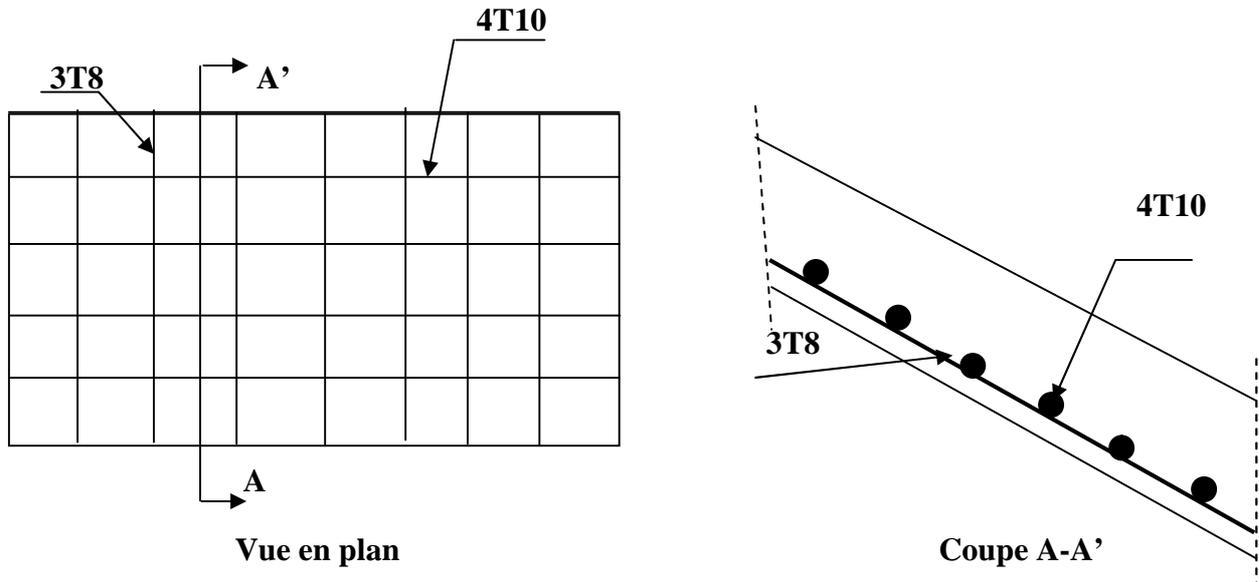


Fig III.5.2.1 : schéma de ferrailage de la volée

III.5.3. Calcul du palier de repos :

Le palier de repos se calcul comme une console sur un seul appui :

Poids propre du palier :

$$g_0 = \rho \times S = 25 \times 1 \times 0.14 = 3.5 \text{ KN/m}$$

Poids du revêtement :

$$g_1 = \rho_{revet} \times S = 22 \times 1 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}$$

$$Q_0 = Q \times b = 3.5 \times 1 = 3.5 \text{ KN/m}$$

à l'ELU:

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.56 \text{ KN/m}$$

p : poids propre du mur (Charge centrée à l'extrémité).

$$P = 1.35 (2.75 \times 2.86) = 10.61 \text{ KN/m}$$

a) Détermination des sollicitations:

$$\sum F_y = 0$$

$$\Rightarrow T_y = -10.61 - (10.56 \times 1.47)$$

$$T_y = -26.13 \text{ KN}$$

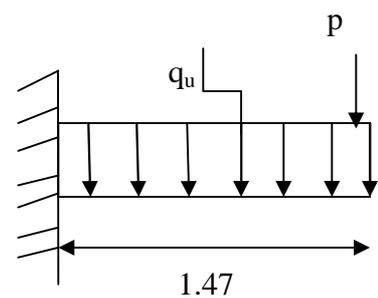
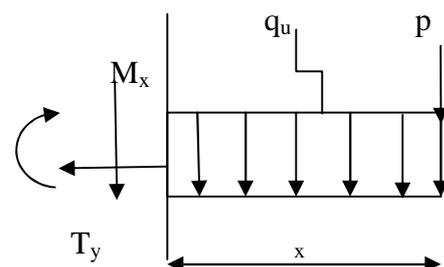


Fig.III.5.3.1 : Schéma statique.



$$\Rightarrow V_u^{\max} = 26.13 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/ \text{encast}} = 0 \Rightarrow M_0^{\max} + P \left(1.47 + \frac{0.25}{2} \right) + q_u \left(\frac{1.47^2}{2} \right) = 0$$

$$M_0^{\max} = -10.61 \left(1.47 + \frac{0.25}{2} \right) - 10.56 \frac{1.47^2}{2} \Rightarrow M_u^{\max} = -28.33 \text{ KN}$$

b) Ferrailage du palier:

Le calcul de ferrailage se fait à la flexion simple pour une bonde de 1ml.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

➤ **Tableau III.5.3.1: Résultat de ferrailage.**

	M_u^{\max} (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adap} (cm ²)
Armatures principales	28.33	0.138	0.186	0.111	7.33	5T14=7.7

✓ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A}{4} = 1.92 \text{ cm}^2 ; \text{ soit : } A_r = 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Calcul des espacements :**

- **Sens principale :**

Le sens longitudinal :

$$S_t \leq \min [2e, 25] \Rightarrow (\text{une charge concentrée+une charge repartie}).$$

$$S_t \leq \min [2 \times 14, 25 \text{ cm}] = 25 \text{ cm}.$$

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

- **Sens secondaire:**

$$S_t \leq \min [3e, 33 \text{ cm}]$$

$$S_t \leq \min [3 \times 14, 33 \text{ cm}] \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} , \text{ on prend: } S_t = 25 \text{ cm}.$$

c) Vérification:

AL'ELU :

✓ **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.44 \text{ cm}^2 < A_s \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

✓ **L'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = 0.21 \text{ Mpa} < \overline{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma b} = 1.16 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{Y'a pas de risque de cisaillement}). \quad \text{Art(A.5.2.2) [2]}$$

A l'ELS :

✓ **Etats limite de compression du béton :**

$$M_{ser} = -20.57 \text{ cm}^2.$$

$$A = 7.7 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A y - 15Ad = 0$$

$$50 y^2 + 115.5y - 1386 = 0 \quad , y = 4.23 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A (d-y)^2 \Rightarrow I = 9495.96 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 9.16 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire.

✓ **Etat limite de déformation :**

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{A}{b \times d} < \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (3)$$

$$(1) \quad \frac{h}{L} = \frac{14}{147} = 0.095 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$(2) \quad \frac{h}{L} = 0.095 < \frac{20.57}{10 \times 20.57} = 0.1 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$(3) \quad \frac{A}{b_0 d} = 0.0064 < \frac{4.2}{f_e} = 0.105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On a la 2^{ème} condition n'est pas vérifiées donc on calcul la flèche.

La flèche totale est définie d'après le **BAEL91** comme suit :

Pour une console de portée inférieure à 5m, la flèche admissible est :

$$f_{adm} = \frac{147}{250} = 0.58 \text{ cm.}$$

Donnée de calcul :

$$y = 4.23 \text{ cm} , I = 9495.96 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa} , E_v = 1071.4 \text{ Mpa} , A_s = 7.7 \text{ cm}^2$$

Calcul des différents paramètres intervenant dans le calcul de la flèche :

$$I_0 = b/3(v_1^3 + v_2^3) + 15 A (v_2 + e)^2.$$

Avec: $e = 2$ cm (enrobage).

$$v_1 = 1/B ((b/2) h^2 + 15 A d).$$

$$v_1 = 1/1515.5 ((100/2) 14^2 + 15 \times 7.7 \times 12) = 7.38.$$

$$v_2 = h - v_1 = 7.61$$

$$B_0 = b h + 15A = (100 \times 14) + (15 \times 7.7) = 1515.5$$

$$I_0 = b/3(v_1^3 + v_2^3) + 15 A (v_2 + e)^2 = 31587.32 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{7.7}{100 \times 12} = 0.00614$$

$$\lambda_i = 3.42 \quad ; \quad \lambda_v = 1.36$$

$$q_j = 3.86 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow M_{jser} = 1.042 \text{ KN.m}$$

$$q_g = 5.16 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow M_{gser} = 1.39 \text{ KN.m}$$

$$q_p = 7.66 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow M_{pesr} = 2.07 \text{ KN.m}$$

Calcul de σ_s :

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sj} = 12.78 \text{ Mpa} \quad , \sigma_{sg} = 17.06 \text{ Mpa} \quad , \sigma_{sp} = 25.4 \text{ Mpa}.$$

Calcul de μ :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$\mu_j = -0.52 \quad , \mu_g = -0.45 \quad , \mu_p = -0.34.$$

Calcul des inerties fictives (I_f)**Art(B.6.5.2)[2]**

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 34746.05 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 34746.05 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 34746.05 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 34746.05 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} = 2.01 \times 10^{-5} \text{ cm.}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} = 2.68 \times 10^{-5} \text{ cm.}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} = 8.06 \times 10^{-5} \text{ cm.}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} = 4 \times 10^{-5} \text{ cm.}$$

La flèche totale Δf :

$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.00737 \text{ cm} < f_{adm} = 0.58 \text{ cm}$ Donc la condition de la flèche est vérifiée.

d) Le schéma de ferrailage de l'escalier principal :(pour les étages courants)

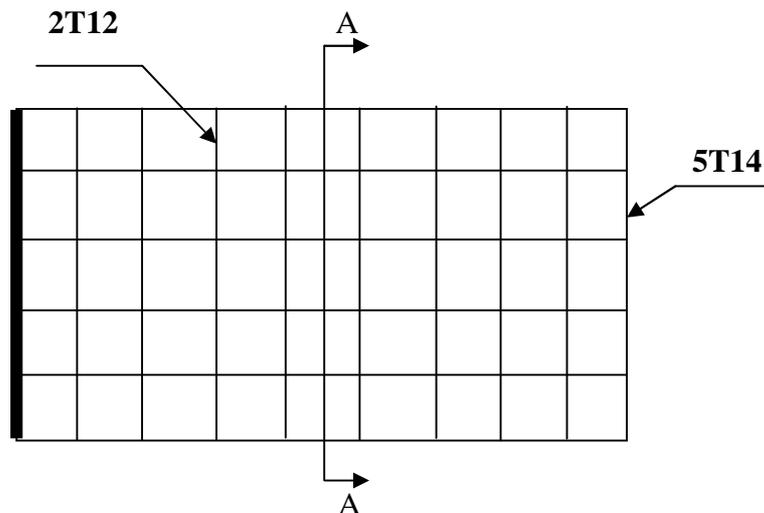
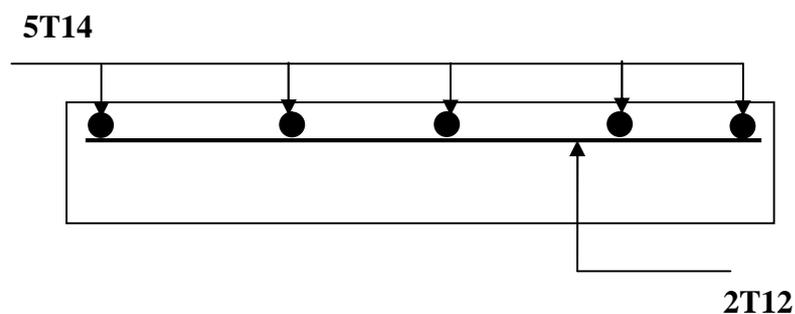


Fig.III.5.3.2 : Schéma de ferrailage de palier de repos



Coupe A-A

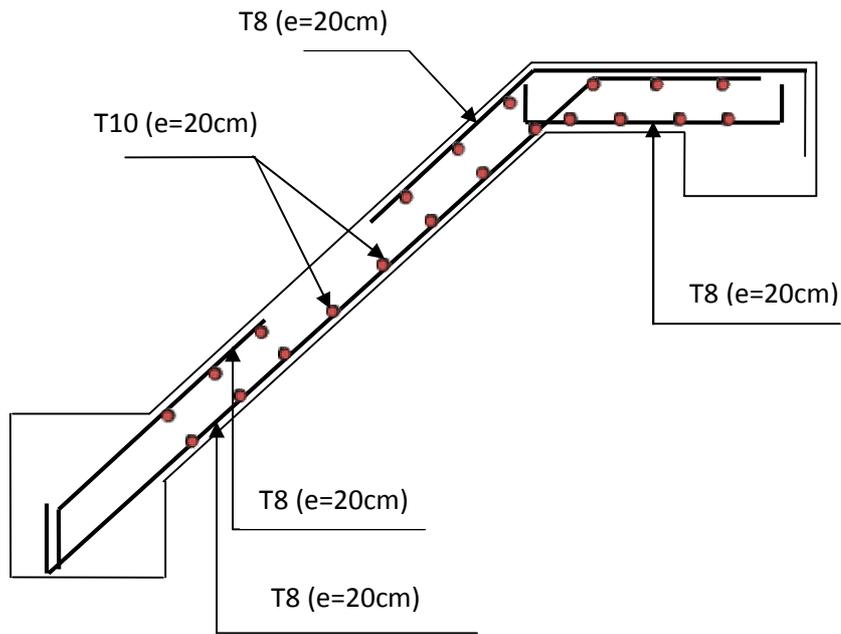


Fig .III.5.3.3: Schémas du ferrailage de l'escalier

III.5.4. Etude de l'escalier de RDC :

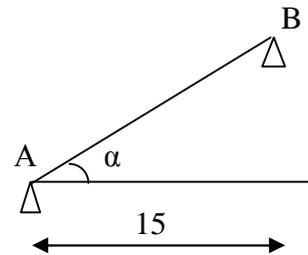


Fig III.5.4.1 : Schéma statique.

III .5.4.1. Moment et effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 7.23 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

a) A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 7.23 + 1.5 \times 2.5 = 13.51 \text{ KN/ml}$$

- Par la méthode de RDM :

$$R_A = 10.13 \text{ KN}$$

$$R_B = 10.13 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{13.51 \times 1.5^2}{8} = 3.79 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 0.75 \times M_0 = 2.84 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times M_0 = -1.89 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 10.13 \text{ KN}$$

b) A l'ELS :

$$q_s = G + Q = 9.73 \text{ KN/m}$$

• **Par la méthode de RDM :**

$$R_A = q_s \cdot \frac{l}{2} = \frac{9.73 \times 1.5}{2} = 7.29 \text{ KN}$$

$$R_B = 7.29 \text{ KN}$$

$$M_0 = 2.73 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 0.75 \times M_0 = 2.04 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times M_0 = -1.36 \text{ KN.m}$$

$$V_s = 7.29 \text{ KN}$$

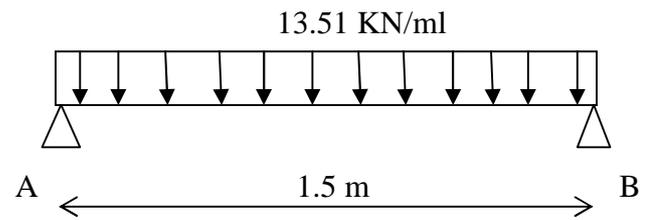


Fig III.5.4.2 : schéma statique de la volée.

c) Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b×h)

Avec :

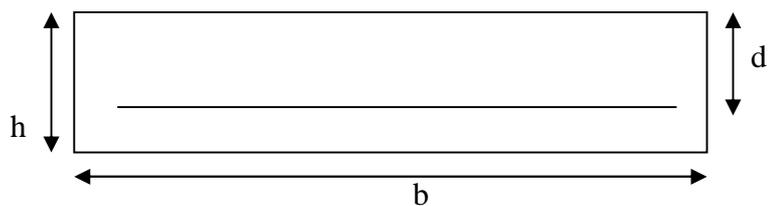


Fig III.5.4.3 : Section à ferrillé.

$$M_t = 2.84 \text{ KN.m} \quad , \quad M_a = -1.89 \text{ KN.m} \quad , \quad b = 100 \text{ cm} \quad , \quad d = 12 \text{ cm} \quad , \quad h = 14 \text{ cm}.$$

En travée :

$$\mu_{bu} = M_t / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu}) = 2.84 \times 10^{-3} / (1 \times 0.12^2 \times 14.2) = 0.013$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.013}] = 0.016$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.12 (1 - 0.4 \times 0.016) = 0.119$$

$$A_t = M_t / (z \cdot f_{st}) = 0.685 \text{ cm}^2 \quad , \quad A_{\text{adopt}} : \mathbf{4T8} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$$

En appuis :

$$\mu_{bu} = M_t / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu}) = 1.89 \times 10^{-3} / (1 \times 0.12^2 \times 14.2) = 0.0092$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0092}] = 0.011$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.12 (1 - 0.4 \times 0.011) = 0.119$$

$$A_t = M_t / (z \cdot f_{st}) = 0.456 \text{ cm}^2 \quad , \quad A_{\text{adopt}} : \mathbf{4T8} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$$

Vérification de la Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\text{min}} = 1.44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On a : $A > A_{\text{min}}$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification :**

Les vérifications de l'effort tranchant et des espacements sont résumés dans le tableau suivant :

➤ **Tableau III.5.4.1: Résumé des vérifications de l'effort tranchant et de l'espacement :**

Vérification		Espacement	
V_u (KN)	10.13	Sens principal	$S_t \leq \min (3.e ; 33) = 33 \text{ cm}$
τ_u (MPa)	0.084	Sens secondaire	$S_t \leq \min (4.e ; 45) = 45 \text{ cm}$
τ̄_u (MPa)	3.33	Espacement	20 cm
Observation	Vérifiée	Observation	Vérifiée

$$\tau_u = 0.084 \text{ MPa} \leq 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4}$; $A_s = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ (cm}^2/\text{ml)}$

$A_t \geq 0.5 \text{ cm}^2$; on choisit: **2T8=2.01 cm²/ml**

En appuis: $A_a \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ (cm}^2/\text{ml)}$

Donc on choisit : **2T8=1.01 cm²/ml**

➤ **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

a) Vérification de l'état limite de compression de béton :

➤ Tableau III.5.4.2: Vérification de l'état limite de compression du béton.

	M(KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
En travée	2.04	2.4	3239.42	1.51	15	Vérifiée
En appuis	1.36	2.4	3239.42	1	15	Vérifiée

b) Vérification de l'état de déformation :

Si les conditions suivantes sont satisfaites, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{A}{b \times d} < \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (3)$$

(1) : $\frac{h}{l} = \frac{0.14}{1.5} = 0.093 \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots$ vérifiée

(2) : $\frac{h}{l} = \frac{0.14}{1.5} = 0.093 \geq 0.074 \dots\dots\dots$ vérifiée

(3) : $\frac{A}{b \times d} = 0.0016 \leq 0.0105 \dots\dots\dots$ vérifiée

Les conditions sont vérifiées ; donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

c) Ferrailage :

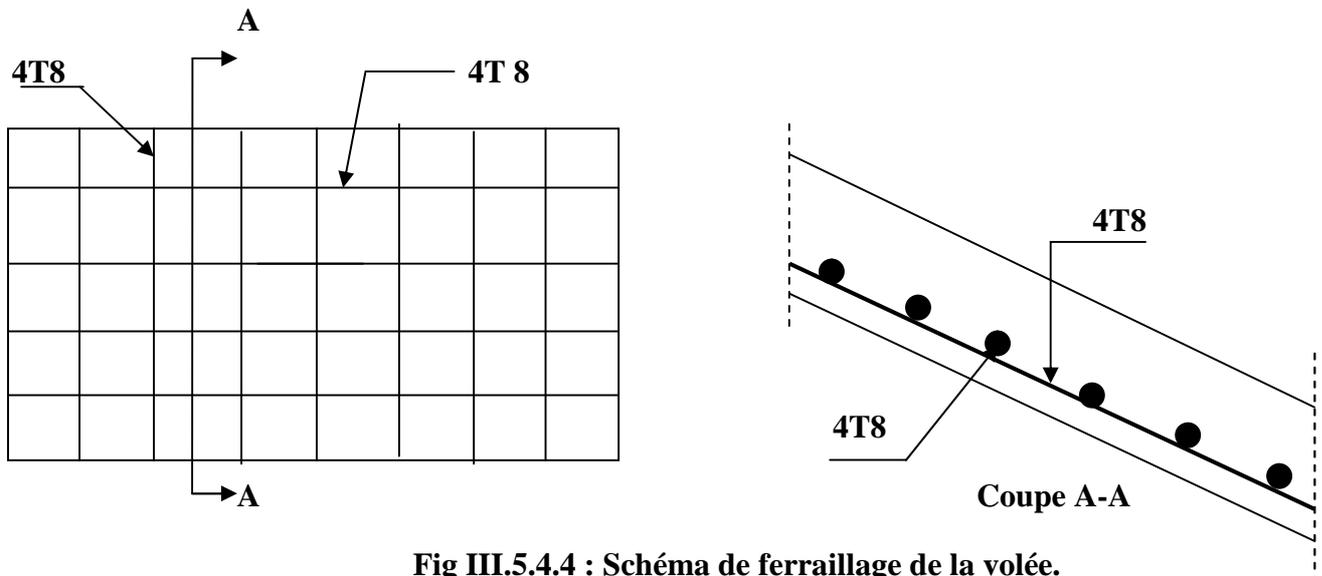


Fig III.5.4.4 : Schéma de ferrailage de la volée.

III.5.5. Etude de la poutre palière :

III.5.5.1. Dimensionnement :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10}$$

$$26 \text{ cm} \leq h \leq 39 \text{ cm}$$

Soit : $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

Cette poutre est soumise à la flexion simple en outre, elle est soumise à la torsion.

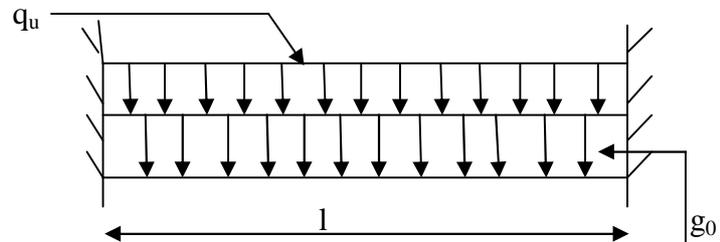


Fig III.5.5.1: Schéma statique de la poutre palière.

III.5.5.2. Calcul à la flexion simple :

$$g_0 = \gamma_b \times h \times b = 0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.62 \text{ KN/ml}$$

$$g_u = 1.35 \times g_0 = 3.53 \text{ KN/ml}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier:

$$\left. \begin{array}{l} R_v = 16.35 \text{ KN/ml} \\ R_p = 26.13 \text{ KN/ml} \end{array} \right\} \text{ELU}$$

Donc:

$$q_u = g_u + R_v + R_p = 3.53 + 8.17 + 26.13 = 37.83 \text{ KN/ml.}$$

a) Calcul des sollicitations:

✓ **A L'ELU :**

En travée:

$$M_t = \frac{q l^2}{24} = 23.97 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_a = - \frac{q l^2}{12} = -47.94 \text{ KN.m}$$

$$V_u = R_v + R_p = 34.3 \text{ KN}$$

b) Calcul d'armature à la flexion simple :

➤ **Tableau III.5.5.1: Calcul d'armature.**

	Moment (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{ferr} (cm ²)
--	---------------	-------------------------------------	--------------------------------------

En travée	23.97	2.25	4T10 =3.14
En appuis	-47.94	4.65	6T10 =4.71

c) Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant:

$$M_a = -47.94 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 34.3 \text{ KN}$$

$$\left[V_u + \frac{Ma}{0.9d} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} = \left[34.3 \cdot 10^{-3} - \frac{47.94}{0.9 \times 0.315} \cdot 10^{-3} \right] \frac{1.15}{400} = -3.87 \times 10^{-4} \text{ m} < 0$$

⇒ Aucune vérification à faire.

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d} = \frac{34.3 \cdot 10^{-3}}{0.30 \times 0.315} = 0.36 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \min [0.2 f_{c28}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa}] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

a) Etat limite d'ouverture des fissures : fissuration peu nuisible ⇒ Pas de vérification à faire.

b) Etat limite de déformation (la flèche) :

On vérifie les 3 conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} (1) : \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ (2) : \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 \times M_0} \\ (3) : \frac{A}{b \times d} < \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} (1) : \frac{h}{l} = \frac{35}{390} = 0.089 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ (2) : \frac{35}{390} = 390 \geq \frac{23.97}{10 \times 71.18} = 0.033 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ (3) : \frac{A}{b \times d} = \frac{3.14}{30 \times 31.5} = 0.0033 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

Avec : h=0.35 m, l=3.9 m

Les 3 conditions sont vérifiées ⇒ la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.5.3. Calcul à la torsion :

Le moment de torsion (M_t) est engendré par les charges amenées par le palier et la volée, il est égal au moment aux extrémités.

Principe : la section réelle est remplacée par une section creuse d'épaisseur (e) égale à $\frac{1}{6}$ du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour intérieur. b

$$e = \frac{1}{6} \phi = \frac{1}{6} h = \frac{1}{6} \times 35 = 5.83 \text{ cm}$$

$$M_v^{\max} = \frac{M_a}{2} = \frac{2.96}{2} = 1.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{p\max} = \frac{M_a}{2} = \frac{28.33}{2} = 14.16 \text{ KN.m}$$

$$M^{\max} = 1.48 + 14.16 = 15.64 \text{ KN.m}$$

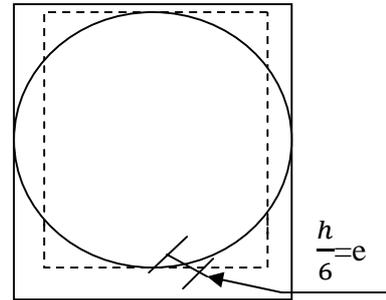


Fig III.5.5.2 : Section considérée dans le calcul à la torsion

M^{\max} : Le moment de torsion dû ou différentes partie d'escalier.

➤ **Ferraillage :**

a) La section d'armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{M^{\max} \cdot U \cdot \gamma_s}{2 \cdot f \cdot e \cdot \Omega} \quad \text{(Art A.5.4.4) [2]}$$

$$\Omega = (b-e)(h-e) = 705.03 \text{ cm}^2$$

$$U = 2[(b-e) + (h-e)] = 106.68 \text{ cm}$$

Ω : L'air du contour trace à mi-épaisseur des parois.

U : Le périmètre de contour d'aire.

b : La largeur de la poutre.

h : La hauteur de la poutre.

e : Epaisseur de la poutre.

$$A_l = \frac{15.64 \times 10^{-3} \times 1.0668 \times 1.15}{2 \times 400 \times 0.0705} = 3.4 \text{ cm}$$

b) Pour le ferraillage longitudinal:

$$A_s = A_{\text{flex}} + \frac{1}{2} A_{\text{tors}}$$

En travée: $A_s = 2.25 + \frac{1}{2} \times 3.4 = 3.95 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on choisit: **3T14 = 4.62 cm²**

En appui: $A_s = 4.65 + \frac{1}{2} \times 3.4 = 6.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on choisit: **3T14+3T12 = 8.01 cm²**

c) Vérification de cisaillement :

$$\tau = \sqrt{\tau_f s^2 + \tau_t^2} \quad \text{Art (5.4.3) [2]}$$

$$\tau_{tr} = \frac{M^{max}}{2 e \Omega} = \frac{15.64 \times 10^{-3}}{2 \times 705.03 \times 10^{-4} \times 1.0668} = 0.103 \text{ MPa}$$

$$\tau_{fs} = \frac{V}{b.d} = \frac{34.3 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.315} = 0.362 \text{ MPa}$$

$\tau = \sqrt{0.103^2 + 0.362^2} = 0.37 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa}$c'est vérifier (pas de rupture de cisaillement)

d) Calcul des armatures transversales :

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

✓ **Flexion simple:**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.30 \times 0.15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_{fs} - 0.3 f_{st})}{0.8 \times f_e} = -146.30 \text{ cm}^2$$

✓ **Torsion:**

$$A_{t \text{ min}} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M^{max} \times \gamma_s \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{15.64 \times 10^{-3} \times 1.15 \times 0.15}{2 \times 400 \times 705.03 \times 10^{-4}} = 0.47 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_t = 1.35 + 0.47 = 1.82 \text{ cm}^2$$

On prend: $A_s = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

e) Schéma de ferrailage:

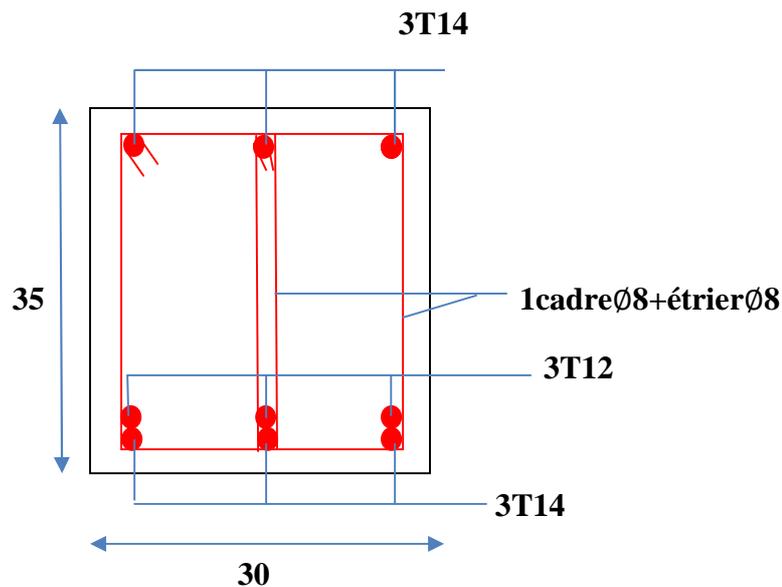


Fig III.5.5.3 : Schéma de ferrailage de la travée d'une poutre palière.

IV.1 : Introduction :

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération soudaine de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre. L'intérêt de cette étude est de permettre la réalisation des structures pouvant résister avec succès aux effets engendrés par les sollicitations auxquelles elles sont soumises. C'est pourquoi, elles devraient être en vigueur qui prévoient les mesures adéquates leur permettant une fois réalisées de fournir le degré de degré de sécurité acceptable aussi bien aux vies humaines qu'aux biens matériels.

Une grande partie du nord algérien est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques, l'intensité de ses secousses est suffisante pour causer d'importants dommages et/ou ruines des constructions à moins que celle-ci ne soient conçues et construites de manière adéquate pour résister à ces efforts.

IV.2 : Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

Dans le cas particulier de notre projet, les objectifs sont les suivants :

- Eviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dont l'intensité avoisine l'action spécifiée par voie réglementaire (action sismique à l'ELU).
- Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent (action sismique à l'ELS). Cet objectif vise les structures à plusieurs étages pour lesquels la stabilité doit être assurée à l'ELS.

•

IV.3 : Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques algériennes (**RPA99/Version 2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.1 : Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets considèrent équivalents à ceux de l'action sismique. Cette méthode est utilisable sous certaines conditions (**4.2.RPA99/2003**).

✓ **Calcul de la force sismique total :** (Art 4.2.3) RPA 99V2003

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

$$V_{st} = A \cdot D \cdot Q \cdot \frac{1}{R} \cdot W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, il dépend de la zone sismique et de groupe d'usage du bâtiment :

- Groupe d'usage groupe2.
- Zone sismique : Zone II_a.

RPA (Tableau 4.1)

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement, dans notre cas on a un contreventement mixte avec justification de l'interaction ⇒ R= 5.

RPA (Tableau 4.3).

Q : Facteur de qualité de la structure, il détermine par la formule suivant :

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

RPA (Tableau 4.4).

- Pq : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité « q » est satisfait ou non.

➤ **Tableau IV.1: Valeurs de pénalités**

« Critère q »	Observée	Pq/xx	Observée	Pq/yy
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2-Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3-Régularité en en plan	Non	0.05	Non	0.05
4-Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5-Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6-Contrôle de qualité des d'exécutions	Oui	0	Oui	0

$$Q/xx = Q/yy = 1 + (0.05+0.05+0.05+0.05) = 1.2.$$

- W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec : } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

RPA99 (Formule 4.5)

- W_{Gi} = Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- W_{Qi} = Charges d'exploitation.

β = Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de durée de la charge d'exploitation.

$$\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{Pour les étages à usage d'habitation.} \\ 0.6 & \text{Pour les étages à usage commercial.} \end{cases}$$

RPA (Tableau 4.5)

- **D=Facteur d'amplification dynamique moyen** : il est en fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'armature (n).

$$D = \begin{cases} 2.5 n & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2. \\ 2.5 n \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3s. \\ 2.5 n \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \dots\dots\dots T \geq T_2. \end{cases}$$

T₂ = Période caractéristique, associée à la catégorie du site (Tableau 4.7)

Le sol en place est de moyenne qualité, plastique de capacité moyenne d'après le rapport du sol.

Donc du RPA99/ Version 2003 (Tableau 3.2) de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S₃, donc on aura :

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

✓ **Le poids total de la structure :**

W = 41769.882 KN.

✓ **Calcul du période fondamental de la structure :**

Le facteur de correction d'amortissement *n* est donné par $n = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend : $\xi = \frac{7 + 10}{2} = 8.5\%$

Donc : $n = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0.81 > 0.7$

$T_c = C_T h_n^{3/4}$ **RPA99 (Formule 4.6)**

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

h_n = 35.92 m.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage.

C_T = 0.050

$T_c = 0.050 \times (35.92)^{3/4} = 0.73s$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_{x,y}}}$ **RPA99 (Formule 4-7)**

L_x = 13.55 m , L_y = 21.87 m

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.87 \text{ s} \\ T_y = 0.69 \text{ s} \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times \min(0.73; 0.87) = 0.95 \text{ s} \\ T_{Sy} = 1.3 \times \min(0.73; 0.69) = 0.89 \text{ s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow D = 2.5 n \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{car } : 0.5 \leq T \leq 3 \text{ s.}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.32 \\ D_y = 1.37 \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st \ x} = 0.15 \cdot 1.2 \cdot 1.32 \cdot \frac{1}{5} \cdot 41769.882 = 1984.904 \text{ KN.}$$

$$V_{st \ y} = 0.15 \cdot 1.2 \cdot 1.37 \cdot \frac{1}{5} \cdot 41769.882 = 2060.090 \text{ KN.}$$

IV.3.2 : Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismique que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structure dont la configuration est complexe ou non courante et pour les quelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non conforme aux conditions exigées par le RPA 99/ version 2003 pour un calcul statique équivalente.

Pour les structure symétrique, il faut envisager l'effet des charges sismique séparément suivant les deux axes de symétrie, pour le cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calculé suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA 99(Formule 4.13)}$$

IV.3.3 : Méthode d’analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d’interpolation des résultats des critères de sécurité à satisfaire.

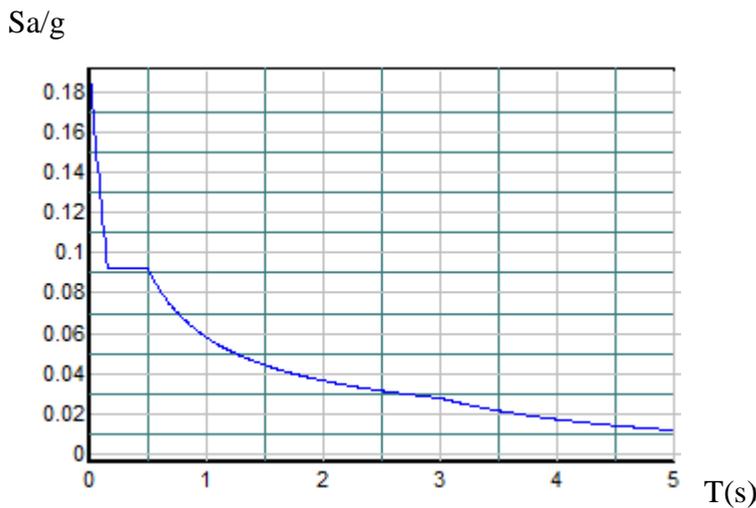


Figure IV.1 : Courbe représente spectre de réponse

IV.4 : Exigences du RPA 99 pour les systèmes mixtes :

D’après l’article 3.4.4 a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l’effet tranchant de l’étage.

D’après l’article 4.2.4, les valeurs, de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP 2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

D'après l'article 4.3.4 les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masse modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.
- Tous les paramètres sont les mêmes que dans le calcul par la méthode statique équivalente.

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise un logiciel d'analyse qui est le SAP 2000.

a) Description du logiciel SAP 2000 :

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

IV.5: Interprétation des résultats d'analyse dynamique :

a) Mode de vibration et taux de participation des masses :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

➤ **Tableau IV.2 :** Mode de vibration et taux de participation des masses.

Mode	Période	Mode individuel			Somme cumulée		
		Ux	Uy	Uz	Ux	Uy	Uz
1	0.834334	0.72951	0.00823	2.632E-08	0.72951	0.00823	2.632E-08
2	0.783129	0.00875	0.74614	0.000001783	0.73826	0.75437	0.00000181
3	0.686559	0.00073	0.00044	9.904E-07	0.73899	0.75481	0.0000028
4	0.254156	0.12862	0.00001902	0.000001562	0.86761	0.75483	0.000004363
5	0.245387	0.00004595	0.13959	0.00001032	0.86766	0.89442	0.00001468
6	0.200527	0.01556	0.00032	0.000007123	0.88322	0.89474	0.00002181
7	0.181307	0.000001697	0.000007482	0.00256	0.88322	0.89475	0.00259
8	0.181012	1.284E-07	0.000002526	0.00092	0.88322	0.89475	0.00351

9	0.151233	0.000008086	4.264E-07	0.01414	0.88323	0.89476	0.01765
10	0.149921	0.000008018	0.00001785	0.00029	0.88323	0.89477	0.01794
11	0.149814	4.024E-09	7.251E-08	0.000004079	0.88323	0.89477	0.01794
12	0.149752	3.285E-13	1.858E-07	0.00001477	0.88323	0.89477	0.01796
13	0.149744	2.097E-07	4.435E-10	0.00004335	0.88323	0.89477	0.018
14	0.149711	8.766E-09	9.987E-11	0.000003328	0.88323	0.89477	0.018
15	0.149704	5.905E-08	2.287E-08	0.000009221	0.88323	0.89477	0.01801
16	0.149396	8.382E-07	0.000001146	0.00006153	0.88324	0.89477	0.01807
17	0.129595	0.04035	0.00067	1.833E-08	0.92359	0.89544	0.01807
18	0.124287	0.00145	0.04185	0.00016	0.92504	0.93729	0.01823

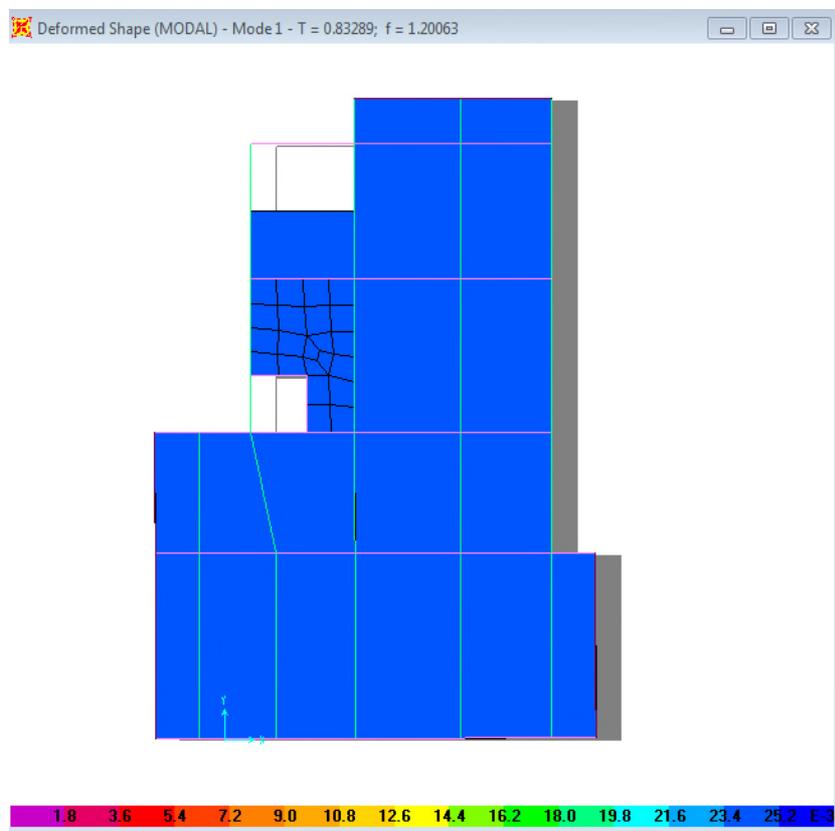


Fig. IV.2 : Mode 1, Translation suivant l'axe x-x, la période T=0.83(s).

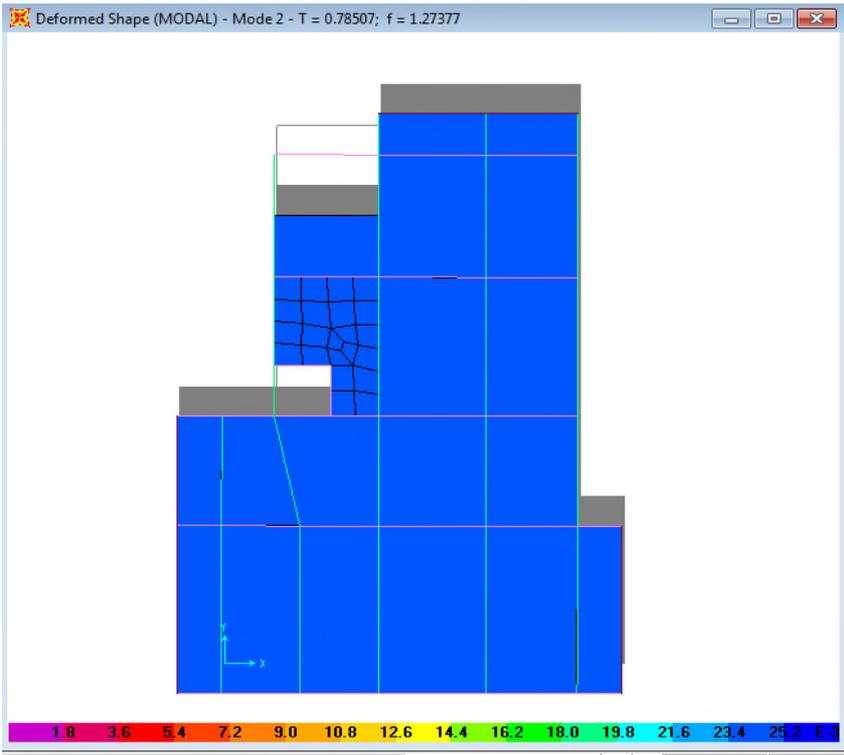


Fig. IV.3 : Mode 2, Translation suivant l'axe y-y, la période T=0.78(s).

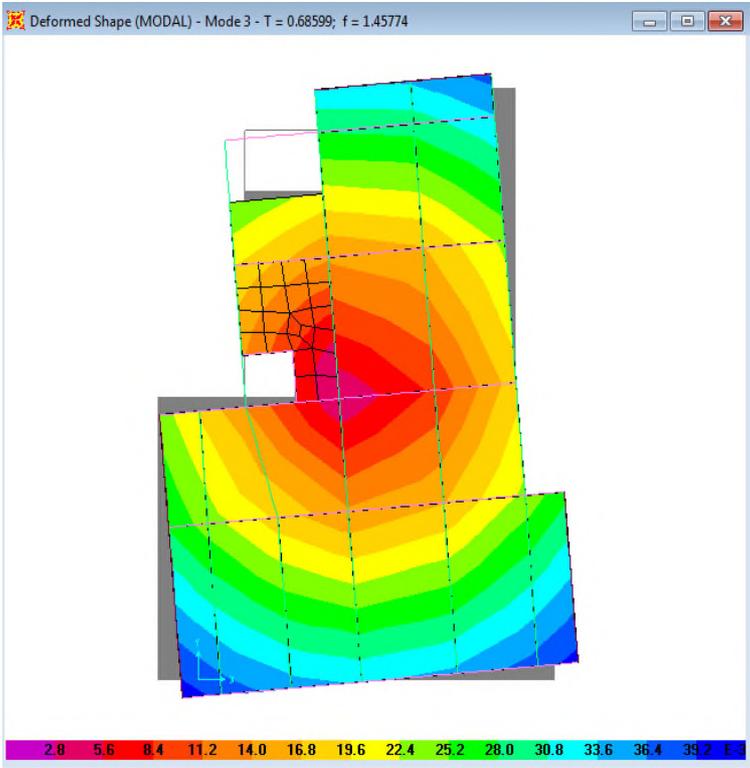


Fig. IV.4 : Mode 3, Rotation suivant l'axe z-z, la période T=0.68599(s).

✓ **Analyse des résultats**

La participation modale du premier mode suivant la direction x est prépondérante ($U_x=73.30\%$), ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montre sur la figure précédente, la même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction y ($U_y=74.93\%$).

On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure a celle calcule par les formules empiriques du RPA 99 majoré de 30 %.

$$(T_x=0.833s \leq T_{Sx}=0.95s ; T_y=0.785s \leq T_{Sy}=0.89s).$$

IV.5.1 : Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/Version 2003 :

IV.5.1.1 : Justification de l'interaction voiles-portiques :

L'article 3.4.4.a du RPA99/Version 2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement a leurs rigidité relative ainsi que les sollicitations résultants de leurs interaction a tous les niveaux ; Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

a) Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

➤ **Tableau IV.3** : Montre les résultats d'interaction sous charges verticales.

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Sous-sol	31618.248	6207.58	83.58	16.41
RDC	28316.771	4488.86	86.31	13.68
1 ^{er} étage	24714.192	3731.6	86.88	13.11
2 ^{ème} étage	21514.796	3436.21	86.22	13.77
3 ^{ème} étage	18002.387	3102.13	85.30	14.69
4 ^{ème} étage	15048.989	2731.83	84.63	15.36

5 ^{ème} étage	11455.266	2326.57	83.11	16.88
6 ^{ème} étage	9131.618	1895.95	82.80	17.19
7 ^{ème} étage	6303.628	1429.26	81.51	18.48
8 ^{ème} étage	3831.792	935.565	80.37	19.62
9 ^{ème} étage	1564.118	391.878	79.96	20.03

On constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée.

b) Sous charges horizontales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

➤ **Tableau IV.4 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales.**

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portique (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
Sous-sol	294.43	958.674	23.49	76.50	396.927	1183.611	25.12	74.88
RCD	511.301	306.515	62.52	37.47	567.77	607.448	48.31	51.68
1 ^{er} étage	689.715	290.2	70.38	29.61	708.759	337.045	67.77	32.22
2 ^{ème} étage	732.082	259.352	73.84	26.15	720.267	288.942	71.36	28.63
3 ^{ème} étage	604.684	256.068	70.25	29.74	601.655	297.661	66.90	33.09
4 ^{ème} étage	637.077	215.939	74.68	25.31	635.199	245.494	72.12	27.87
5 ^{ème} étage	477.086	206.865	69.75	30.24	463.109	241.268	65.74	34.25
6 ^{ème} étage	478.26	163.479	74.52	25.47	479.708	180.913	72.61	27.38
7 ^{ème} étage	318.532	140.899	69.33	30.66	320.303	159.056	66.81	33.18
8 ^{ème} étage	311.748	98.002	76.08	23.91	299.611	89.4996	77.01	22.98
9 ^{ème} étage	149.588	58.227	71.98	28.01	58.180	27.99	67.51	32.48

A partir du tableau on déduit que l'interaction sous charges horizontales est vérifiée.

IV.5.1.2 : Vérification de l'effort normal réduit:

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B * f_{c28}} \leq 0.3$$

Tel que :

N : l'effort normal maximal.

RPA99 (Formule 7.4.3.1)

B : section du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression.

➤ **Tableau IV.5:** Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	B (cm)	N (KN)	N_{rd}	Remarque
Sous-sol et RDC	65 *60	2918.382	0.29	Vérifie
1^{er} et 2^{eme} étage	60*55	2014.691	0.24	Vérifie
3^{eme} et 4^{eme} étage	55*50	1688.642	0.24	Vérifie
5^{eme} et 6^{eme} étage	50*45	1126.555	0.2	Vérifie
7^{eme} et 8^{eme} étage	45*40	567.6	0.12	Vérifie
9^{eme} étage	40*35	224.043	0.064	Vérifie

On remarque que l'effort normal réduit ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

IV.5.1.3: Vérification de la résultante des forces sismiques :

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

On doit vérifier que $V_{dynamique} \geq 0.8 \times V_{st}$

➤ **Tableau IV.6: Vérification** de la résultante des forces sismiques

Sens	Mode	D	V _{dyn} (KN)	V _{st} (KN)	0.8×V _{st}	Remarque
X-X	17	1.32	2029.799	1984.904	1587.92	vérifié
Y-Y	18	1.37	2155.159	2060.090	1648.072	vérifié

IV.5.1.4 : Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau *K* de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.43)}$$

δ_{ek} :Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau *K* par rapport au niveau *K-1* est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ **RPA99 (Article 5.10)**

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ **Tableau IV.7: Résumé des résultats de sens X-X.**

Niveaux	Sens X- X					
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
35.92	2.59	12.95	12.2	0.75	306	0.245
32.86	2.44	12.2	11.4	0.8	306	0.261
29.80	2.28	11.4	10.45	0.95	306	0.310
26.74	2.09	10.45	9.3	1.15	306	0.375
23.68	1.86	9.3	8.05	1.25	306	0.408
20.62	1.61	8.05	6.75	1.3	306	0.424
17.56	1.35	6.75	5.3	1.45	306	0.473
14.50	1.06	5.3	3.9	1.4	306	0.457
11.44	0.78	3.9	2.45	1.45	306	0.473
8.38	0.49	2.45	0.8	1.65	408	0.539
4.30	0.16	0.8	0	0.8	430	0.196

➤ **Tableau IV.8** : Résumé des résultats de sens Y-Y.

Niveaux	Sens Y-Y					
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
35.92	2.54	12.7	11.9	0.8	306	0.261
32.86	2.38	11.9	10.95	0.95	306	0.310
29.80	2.19	10.95	9.9	1.05	306	0.343
26.74	1.98	9.9	8.7	1.2	306	0.92
23.68	1.74	8.7	7.45	1.25	306	0.408
20.62	1.49	7.45	6.15	1.3	306	0.424
17.56	1.23	6.15	4.85	1.3	306	0.424
14.50	0.97	4.85	3.55	1.3	306	0.424
11.44	0.71	3.55	2.3	1.25	306	0.408
8.38	0.46	2.3	0.75	1.55	408	0.506
4.30	0.15	0.75	0	0.75	430	0.183

D’après les tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d’étage.

$$Sens(x) : \Delta_{k\max} = 1.65\text{cm} < 1\% \times h_e = 4.08\text{cm}$$

$$Sens(y) : \Delta_{k\max} = 1.55\text{cm} < 1\% \times h_e = 4.08\text{cm}$$

IV.5.1.5 : Justification vis-à-vis de l’effet P-Δ :

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \qquad \text{RPA99 (5.9)}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au dessus du niveau(k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d’étage au niveau k

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

h_k : hauteur d’étage (k)

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: Les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.

Si $\theta_k > 0.20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner.

➤ **Tableau IV.9:** Vérification des effets P- Δ

Niv eau N° :	h _k (cm)	P _k (KN)	Sens xx			Sens yy		
			Δ_k (cm)	V _k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V _k (KN)	θ_k
9	306	2279.781	0.75	237.027	0.023	0.8	230.605	0.025
8	306	5718.799	0.8	546	0.027	0.95	505.172	0.035
7	306	9190.088	0.95	824.356	0.034	1.05	730.121	0.043
6	306	12759.4	1.15	1060.397	0.045	1.2	927.582	0.053
5	306	15561.542	1.25	1169.837	0.054	1.25	1066.023	0.059
4	306	19993.642	1.3	1445.436	0.058	1.3	1232.858	0.068
3	306	23676.632	1.45	1603.28	0.069	1.3	1342.25	0.074
2	306	27438.735	1.4	1738.383	0.072	1.3	1435.727	0.081
1	306	31214.596	1.45	1845.553	0.080	1.25	1523.767	0.083
RDC	408	35331.965	1.65	1948.09	0.073	1.55	1855.019	0.072
Sous-sol	430	41769.882	0.8	2049.206	0.037	0.75	2169.176	0.033

La condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P- Δ peuvent être négligés.

IV.6 : Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticales). Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet p- Δ)

Afin de vérifier l'effort normal réduit, on a augmentées les sections des poteaux qui sont déjà définis par le pré-dimensionnement pour satisfaire les exigences du RPA.

Introduction :

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments porteurs principaux. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés armés (ferrillés) et bien disposés pour qu'il puisse reprendre toutes les sollicitations.

V.1 : Etude des poteaux :

La transmission des charges de la superstructure vers la fondation, ce bien le rôle des poteaux dans une structure, ces poteaux sont sollicités en flexion composés, leur ferrailage se fait selon les combinaisons de sollicitation suivantes :

- 1) $1.35G+1.5Q$
- 2) $G+Q$
- 3) $G+Q+E$
- 4) $G+Q-E$
- 5) $0.8G+E$
- 6) $0.8G-E$

RPA99 (Article 5.2)

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$$\begin{array}{l} N^{\max} \longrightarrow M_{\text{correspondant}} \\ N^{\min} \longrightarrow M_{\text{correspondant}} \\ M^{\max} \longrightarrow N_{\text{correspondant}} \end{array}$$

V.1.1 : Recommandations du RPA99 :❖ **Les armatures longitudinales : RPA99 /2003(Art 7.4.2.1)**

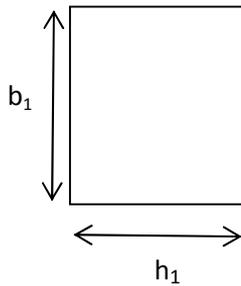
Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{\min} = 0.8 \%$ de la section du poteau en zone IIa
- $A_{\max} = 4 \%$ de la section du poteau en zone courante.
- $A_{\max} = 6 \%$ de la section du poteau en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.I

La zone nodale est définie par l' et h' tel que : $l' = 2h$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right).$$

h_e = hauteur d'étage.



Coupe 1-1

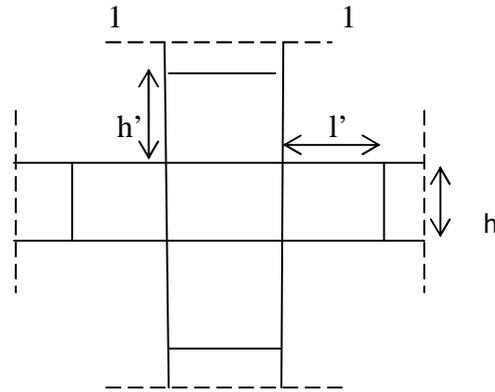


Fig V.1.1 : la zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99 version 2003** sont apportées dans le tableau suivant :

Exemple de calcul pour le sous-sol et le RDC:

$$A_{\min} = 0.8\% \times b \times h = 0.8\% \times 60 \times 65 = 31.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\max} = 4\% \times b \times h = 4\% \times 60 \times 65 = 156 \text{ cm}^2 \text{ (pour la zone courante).}$$

$$A_{\max} = 6\% \times b \times h = 6\% \times 60 \times 65 = 234 \text{ cm}^2 \text{ (pour la zone recouvrement).}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) Zone de recouvrement
Sous sol et RDC	65*60	31.2	156	234
1, 2 ^{eme} étage	60*55	26.4	132	198
3, 4 ^{eme} étage	55*50	22	110	165
5, 6 ^{eme} étage	50*45	18	90	135
7, 8 ^{eme} étage	45*40	14.4	72	108
9 ^{eme} étage	40*35	11.2	56	84

Tableau V.1.1: armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le RPA.

❖ Les armatures transversales :

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{RPA99/ 2003(Art 7.4.2.2).}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

$$- \rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5. \quad \text{RPA99/ 2003(Art 7.4.2.2).}$$

$$- \rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; (\lambda_g : \text{élancement géométrique}).$$

$$\text{Avec : } \lambda_g = \frac{l_f}{b_1} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{h_1} \quad \text{RPA99/ 2003(Art 7.4.2.2).}$$

l_f : longueur de flambement du poteau.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

$$- \text{Dans la zone nodale : } t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm}) \quad \text{RPA99/ 2003(Art 7.4.2.2).}$$

$$- \text{Dans la zone courante : } t' \leq 15\phi_l$$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale : $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$- A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \quad \text{RPA99/ 2003(Art 7.4.2.2).}$$

$$- A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de $10 \emptyset$.

V.1.2 : Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000 utilisé dans la modélisation.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	N_{min}, M_{corr}		M_{max}, N_{corr}		N_{max}, M_{corr}		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous-sol et RDC	690.14	24.97	108.55	962.43	2926.43	26.01	46.89
1, 2 ^{ème} étage	31.18	22.23	182.98	289.78	2227.83	81.14	208.02
3, 4 ^{ème} étage	78.06	62.10	145.35	1229.58	1689.27	69.00	148.77
5, 6 ^{ème} étage	134.44	38.64	100.14	340.02	774.31	18.39	113.19
7, 8 ^{ème} étage	199.33	25.40	100.81	409.80	567.75	28.22	78.84
9 ^{ème} étage	20.23	1.77	76.29	63.63	229.39	30.09	43.9

Tableau V.1.2 : sollicitations dans les poteaux.

V.1.3. Ferrailage des poteaux :

V.1.3.1 Armatures longitudinales :

Le ferrailage des poteaux est résumé dans le tableau suivant :

Niveau	Section	$A_{(SAP)}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Sous-sol, RDC	65*60	39	31.2	8T20+8T16 =41.21
1, 2 ^{ème} étage	60*55	33	26.4	8T20+8T16 =41.21
3, 4 ^{ème} étage	55*50	27.5	22	8T16+8T14 = 28.4
5, 6 ^{ème} étage	50*45	22.5	18	8T16+8T14 = 28.4
7, 8 ^{ème} étage	45*40	18	14.4	8T16+8T14 = 28.4
9 ^{ème} étage	40*35	14	11.2	8T14+4T12 = 16.84

Tableau V.1.3 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

V.1.3.2 : Section des armatures transversales dans les poteaux :

Les armatures transversales dans les poteaux servent à reprendre les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales, le tableau ci-dessous comporte les sections calculées et les minimums préconisés par le **RPA99/2003**.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après:

Niveau	Sous-sol	RDC	1, 2 ^{eme} étage	3, 4 ^{eme} étage	5, 6 ^{eme} étage	7, 8 ^{eme} étage	9 ^{eme} étage
Section (cm)	65*60	65*60	60*55	55*50	50*45	45*40	40*35
ϕ_l^{\max} (cm)	2	2	1.6	1.6	1.6	1.6	1.4
ϕ_l^{\min} (cm)	1.6	1.6	1.4	1.4	1.4	1.4	1.2
I_f (cm)	301	285.6	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	4.63	4.39	3.57	3.89	4.28	4.76	5.35
V_u (KN)	46.89	46.89	208.02	148.77	113.19	78.84	43.90
t_{zone} nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10
t_{zone} courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15
A^t (cm ²)	1.01	1.01	4.87	3.80	3.18	2.46	1.02
A_{\min}^t (cm ²)	3.36	4.07	4.42	4.33	3.23	2.16	1.57
A_{adopt}^t (cm ²)	5.15	5.15	5.15	5.15	5.15	5.15	3.02
Nbre de barres	4T10+4T8	4T10+4T8	4T10+4T8	4T10+4T8	4T10+4T8	4T10+4T8	6T8

Tableau V.1.4 : Les armatures transversales adoptent pour les poteaux.

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} \Rightarrow \phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.1.4.Vérifications :

✓ Vérification à l'état limite de stabilité de forme :

Selon le BAEL (Art 4.4.1) les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, l'effort normale ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement, on doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \geq N_{\max} \quad \text{BAEL91 (Art B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

l_f : longueur du flambement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

L'élancement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \times l_f / b \quad \text{pour les sections rectangulaires.}$$

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du SOUS-SOL, avec une longueur de $l_0 = 4.30\text{m}$ et un effort normal égal à : 2926.436 KN.

$$L_f = 0.7 * l_0 = 0.7 * 4.3 = 3.01\text{m} \quad (\text{Longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.187 \quad (\text{Rayon de giration})$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{3.01}{0.187} = 16.09 < 50 \Rightarrow \alpha = 0.815$$

$$B_r = (65-2) * (60-2) = 3654 \text{ cm}^2 \quad (\text{Section réduite})$$

$$N_u = 0.815 \left(\frac{0.3654 * 25}{0.9 * 1.5} + 44.77 * 10^{-4} * \frac{400}{1.15} \right) = 6783.96 \text{ KN.}$$

On a $N_{\max} = 2926.436 \text{ KN} < N_u = 6783.96 \text{ KN}$. Condition vérifiée (Donc pas de risque de flambement).

Le tableau ci-dessous résume les calculs effectués :

Niveau	l_0 cm	l_f cm	i cm	λ	A	A_s cm ²	B_r cm ²	N_{max} KN	N_{ultime} KN
Sous-sol (65*60)	4.3	3.01	0.18	16.09	0.815	41.21	3654	2926.436	6683.04
RDC (65*60)	4.08	2.856	0.18	15.27	0.818	41.21	3643	2926.436	6690.98
1, 2 ^{eme} étage (60*55)	3.06	2.142	0.17	12.38	0.829	41.21	3074	2227.835	5907.44
3,4 ^{eme} étage (55*50)	3.06	2.142	0.15	13.55	0.826	28.4	3074	1689.278	5518.02
5,6 ^{eme} étage (50*45)	3.06	2.142	0.14	14.87	0.820	28.4	2064	774.318	3944.23
7,8 ^{eme} étage (45*40)	3.06	2.142	0.12	16.60	0.814	28.4	1634	567.752	3267.19
9 ^{eme} étage (40*35)	3.06	2.142	0.11	18.62	0.804	16.84	1254	229.393	2338

Tableau V.1.5. : Justification de l'effort normal ultime.

Du tableau ci-dessus on constate que $N_{max} < N_u$, donc pas de risque de flambement.

✓ **Vérification des contraintes :**

Etant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v < 0.6 \times f_{c28}$$

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

$$I_{gg} = (b/3) \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')}$$

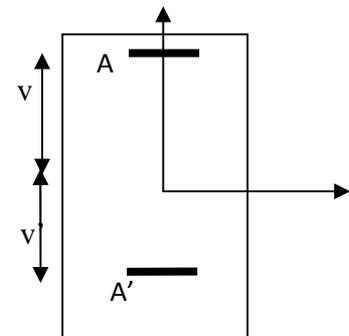


Fig. V.1.2: Section d'un Poteau

et $v' = h - v$; $d = 0.9 \times h$

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = (b/3) \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci dessous:

Niveau	s.sol ; RDC	1, 2 ^{eme}	3, 4 ^{eme} Etage	5, 6 ^{eme} étage	7, 8 ^{eme} Etage	9 ^{eme} étage
Section cm ²	65*60	60*55	55*50	50*45	45*40	40*35
d cm	58.5	54	49.5	45	40.5	36
A cm ²	41.21	41.21	28.4	28.4	28.4	16.84
V Cm	36.05	33.78	30.45	28.18	25.94	22.44
V' Cm	28.95	26.22	24.55	21.82	19.06	17.56
I _{gg'} cm ⁴	1.73×10 ⁶	1.28×10 ⁶	8.71×10 ⁵	6.12×10 ⁵	4.15×10 ⁵	2.41×10 ⁵
N _{ser} KN	2112.33	1617.02	1226.24	818.26	412.68	164.10
M _{ser} KN.m	69.05	58.33	50.12	65.58	41.45	23.91
σ _{bc} Mpa	6.85	6.43	6.21	6.65	4.88	3.39
σ̄ _{bc} Mpa	15	15	15	15	15	15
observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau V.1.6 : Vérification des contraintes dans le béton.

Du tableau ci-dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow$ la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

❖ **Vérification aux sollicitations tangentielles :**

$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$ telle que :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases} \quad \text{RPA99 (article 7.4.3.2)}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Section cm ²	λ_g	ρ_d	d cm	V_u KN	τ Mpa	$\bar{\tau}_{adm}$ Mpa	observation
Sous-sol	65*60	4.63	0.04	58.5	46.89	0.13	1	vérifiée
RDC	65*60	4.39	0.04	58.5	46.89	0.13	1	vérifiée
1, 2 ^{eme} étage	60*55	3.57	0.04	54	208.025	0.70	1	vérifiée
3, 4 ^{eme} étage	55*50	3.89	0.04	49.5	148.775	0.60	1	vérifiée
5, 6 ^{eme} étage	50*45	4.28	0.04	45	113.194	0.55	1	vérifiée
7, 8 ^{eme} étage	45*40	4.76	0.04	40.5	78.841	0.48	1	vérifiée
9 ^{eme} étage	40*35	5.35	0.075	36	43.9	0.34	1.875	vérifiée

Tableau V.1.7 : Vérification des contraintes tangentielles.

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le **RPA99/2003** sur les contraintes tangentielles sont vérifiées pour tous les étages.

➤ **Vérification de l'effort normal réduit :**

Selon le **RPA (article 7.1.3.3)** il faut vérifier :

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

Ce tableau résume les vérifications de l'effort normal réduit :

Niveau	N_d (MN)	B (m ²)	V (KN)	$V \leq 0.3$
Sous-sol	2926.436×10^{-3}	0.39	0.3	vérifiée
RDC	2926.436×10^{-3}	0.39	0.3	vérifiée
1, 2 ^{ème} étage	2227.835×10^{-3}	0.33	0.27	vérifiée
3,4 ^{ème} étage	1689.278×10^{-3}	0.275	0.27	vérifiée
5,6 ^{ème} étage	774.318×10^{-3}	0.225	0.13	vérifiée
7,8 ^{ème} étage	567.752×10^{-3}	0.18	0.12	vérifiée
9 ^{ème} étage	229.393×10^{-3}	0.14	0.06	vérifiée

Tableau. V.1.8 : vérification de l'effort normal réduit.

V.1.5 : Schéma de ferrailage des poteaux :

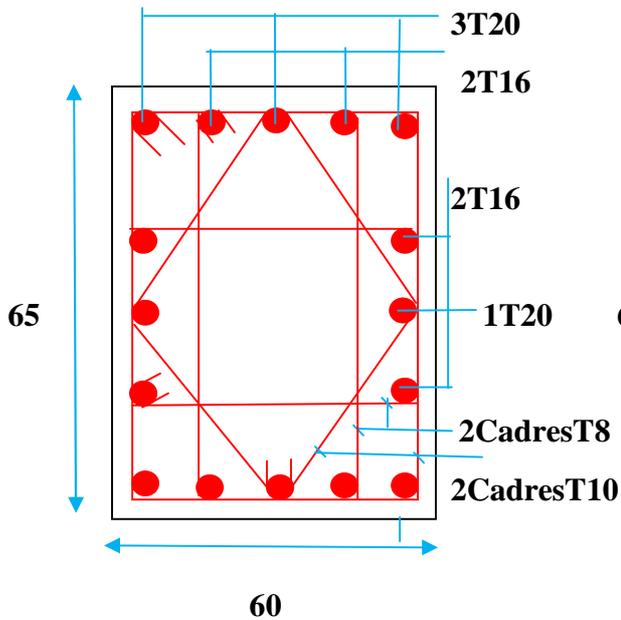


Fig.V.1.3 : Poteau du sous-sol et RDC.

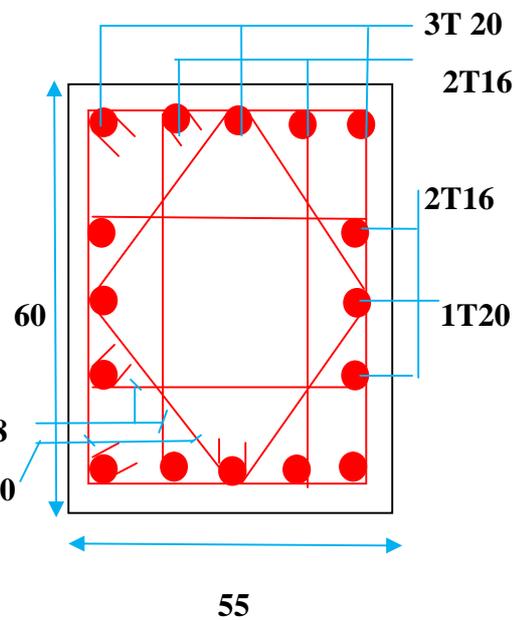


Fig.V.1.4 : Poteau du 1^{er} étage et 2^{ème} étage.

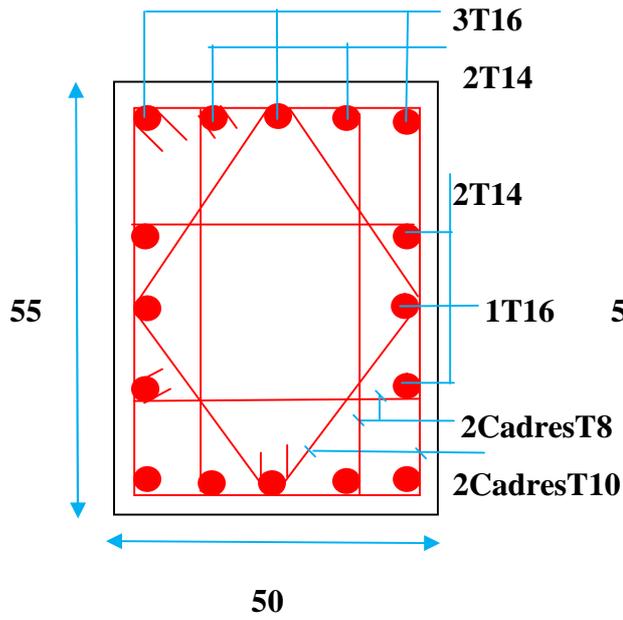


Fig.V.1.5 : Poteau du 3^{ème}
et 4^{ème} étage.

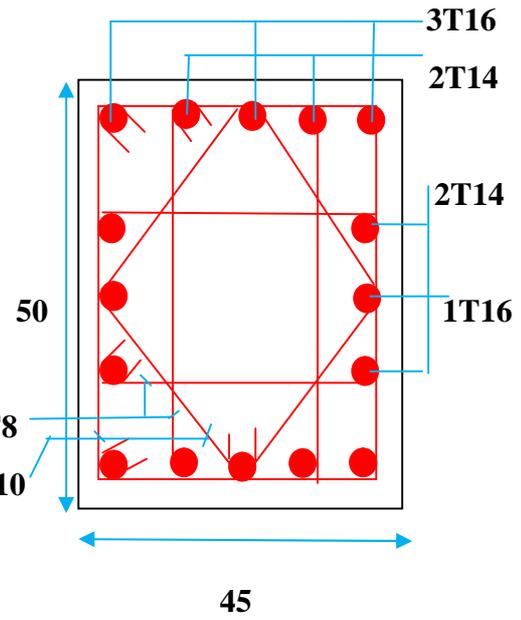


Fig.V.1.6 : Poteau du 5^{er} étage
et 6^{ème} étage.

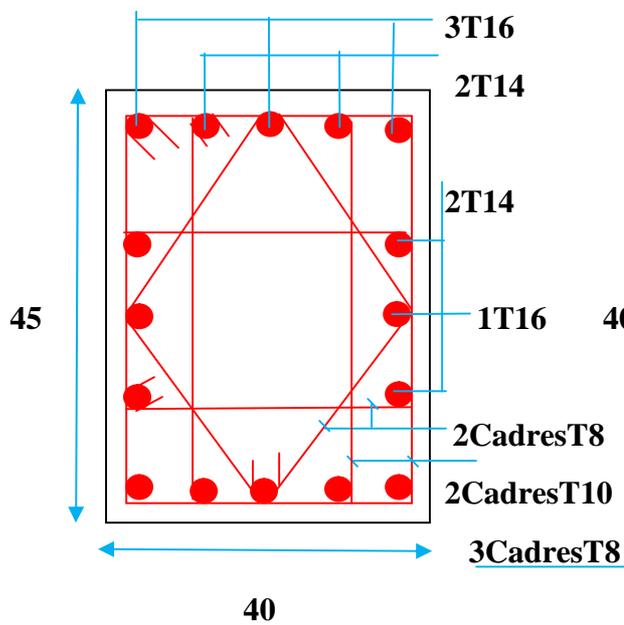


Fig.V.1.7 : Poteau du 7^{ème}
et 8^{ème} étage.

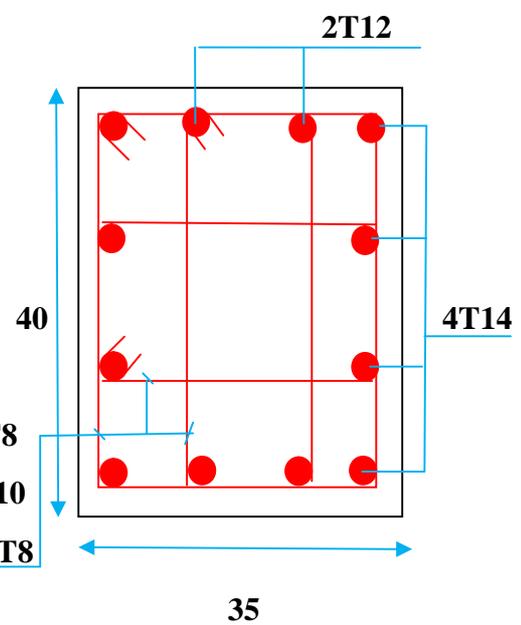


Fig.V.1.8 : Poteau du 9^{ème} étage.

V.2 : Etude des poutres :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA99/version2003 qui sont :

- 1) $1.35G + 1.5Q$
- 2) $G + Q$
- 3) $G + Q \pm E$
- 4) $0.8G \pm E$

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchant.

Pour notre projet on a deux types de poutre à étudier :

- Poutres principales (55*35).
- Poutres secondaires (45*35).

V.2.1. Recommandation de RPA99/version2003 :**A) Les armatures longitudinales :****RPA99 (Art 7.5.2.1)**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % $b \times h$ en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4 % $b \times h$. En zone courante.
 - 6 % $b \times h$. En zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements set de : $40\emptyset$ En zone II_a

Avec : \emptyset_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90%.

B) Armatures transversales minimale est donnée par : RPA99 (Art 7.5.2.2)

- $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

Avec : b : largeur de la poutre.

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\emptyset_1^{\min} \right)$ en zone nodale.
- $S_t \leq \frac{h}{2}$ en dehors de la zone nodale.

Avec : h : hauteur de la poutre.

\emptyset_1 : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nus d'appuis ou de l'encastrement.

V.2.2. ferrailage des poutres :

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	V(KN)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	V(KN)
Sous-sol et RDC	150.15	208.73	304.48	142.37	160.67	165.96
Etage courant	150.15	208.73	304.48	142.37	160.67	165.96
terrasse	150.15	208.73	304.48	142.37	160.67	165.96

Tableau V.2.1 : Les sollicitations les plus défavorables.

a) Les armatures longitudinales :

Le ferrailage des poutres est déduit à partir de la modélisation par logiciel SAP2000, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{min}).

Les résultats des sollicitations maximales et de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Niveau	Type	Section	Localisation	A_{SAP} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)
RDC	P.P	35×55	Travée	7.59	9.62	3T14+3T16=10.65
			Appuis	13.18		6T16+1T14=13.6
	P.S	35× 45	Travée	4.23	7.87	3T12+3T14=8.01
			Appuis	4.23		3T12+3T14=8.01
Etage courant	P.P	35× 55	Travée	8.04	9.62	3T14+3T16= 10.65
			Appuis	10.26		3T14+3T16= 10.65
	P.S	35× 45	Travée	6.63	7.87	6T14 =9.24
			Appuis	8.89		6T14 =9.24
Terrasse	P.P	35× 55	Travée	6.12	9.62	3T14+3T16=10.65
			Appuis	7.47		3T14+3T16=10.65
	P.S	35× 45	Travée	4.23	7.87	3T12+3T14=8.01
			Appuis	4.23		3T12+3T14=8.01

Tableau V.2.2: Les armatures longitudinales dans les poutres.

✓ **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

➤ **Pour les poutres principales :**

-En zone courante : $A_{\max} = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 35 \times 55 = 77 \text{ cm}^2$.

-En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 35 \times 55 = 115.5 \text{ cm}^2$.

➤ **Pour les poutres secondaires :**

-En zone courante : $A_{\max} = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 35 \times 45 = 63 \text{ cm}^2$.

-En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 35 \times 45 = 94.5 \text{ cm}^2$.

✓ **Les longueurs de recouvrement :**

$L_r > 40 \times \emptyset$.

$\emptyset = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_r > 48 \text{ cm}$. Soit: $L_r = 80 \text{ cm}$.

$\emptyset = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r > 56 \text{ cm}$. Soit: $L_r = 80 \text{ cm}$.

$\emptyset = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r > 64 \text{ cm}$. Soit: $L_r = 80 \text{ cm}$.

✓ **Les armatures transversales :**

$$\emptyset_t \leq \min \left(\emptyset_1, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right)$$

BAEL91 (Art H.III.3)

➤ **Poutre principale :**

$$\emptyset_t \leq \min \left(\emptyset_1, \frac{55}{35}, \frac{35}{10} \right) = \min (1.2, 1.57, 3.5).$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\emptyset_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Poutre secondaire :**

$$\emptyset_t \leq \min \left(\emptyset_1, \frac{45}{35}, \frac{35}{10} \right) = \min (1.2, 1.28, 3.5).$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\emptyset_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

✓ **Calcul des espacements des armatures transversales :**

➤ **Poutre principale :**

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 35} \Rightarrow S_{t1} \leq 57.42 \text{ cm}.$$

$$S_{t2} \leq \min (0.9.d, 40\text{cm}) ; d' = 5\text{cm} \Rightarrow d = h - d' = 55 - 5 = 50\text{cm}.$$

$$S_{t2} \leq 40 \text{ cm}.$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_o \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.8 \times 400 \times 2.01 \times 10^4}{0.35 \times (1.75 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_{t3} \leq 16.40 \text{ cm}.$$

➤ **Poutre secondaire :**

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 35} \Rightarrow S_{t1} \leq 57.42 \text{ cm.}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9.d, 40\text{cm}) ; d' = 5\text{cm.} \Rightarrow d = h - d' = 45 - 5 = 40\text{cm.}$$

$$S_{t2} \leq 36 \text{ cm.}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_o \times (\tau_u - 0.3 f_{c28})} = \frac{0.8 \times 400 \times 2.01 \times 10^4}{0.35 \times (1.17 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_{t3} \leq 34.03 \text{ cm.}$$

✓ **Selon le RPA :**

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi_{min}, 30\text{cm}\right)$

➤ **Poutres principales :** $S_t \leq \min\left(\frac{55}{4}, 12 \times 1.2, 30\text{cm}\right)$ soit : $S_t \leq 13.75 \text{ cm.}$

On adopte un espacement de 10 cm en zone nodale sur une longueur de : $l = 2 \times h = 110 \text{ cm.}$

➤ **Poutres secondaires :** $S_t \leq \min\left(\frac{55}{4}, 12 \times 1.2, 30\text{cm}\right)$ soit : $S_t \leq 13.75 \text{ cm.}$

On adopte un espacement de 10 cm en zone nodale sur une longueur de : $l = 2 \times h = 90 \text{ cm.}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

➤ **Poutre principale:** $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte un espacement de 15cm en zone courante.

➤ **Poutre secondaire:** $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte un espacement de 10 cm en zone courante.

✓ **Vérification des armatures transversales :**

➤ **Poutres principales :** $A_t^{\min} = 0.003.S_t .b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2.$

➤ **Poutres secondaires :** $A_t^{\min} = 0.003.S_t .b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2.$

V.2.3 : Vérifications :

❖ **Condition de non fragilité :**

Poutres principales : $A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 0.35 \times 0.52 \times \frac{2.1}{400} = 2.19 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 0.35 \times 0.42 \times \frac{2.1}{400} = 1.77 \text{ cm}^2$

$A_t^{\min} < A_{\min} \Rightarrow$ Donc on ferraille avec A_{\min} .

❖ **Vérification des contraintes tangentielles :**

La vérification à faire vis-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivant :

$$\tau = \frac{v}{b_o \times d} \leq \bar{\tau}$$

BAEL91 (Art H.III.1).

La fissuration est peu nuisible: $\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}, 5\text{Mpa}\right) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$.

Poutre	V(MN)	τ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Remarque
Principales	0.304	1.75	3.33	Vérifiée
Secondaires	0.165	1.17	3.33	Vérifiée

Tableau V.2.3: Vérification des contraintes tangentielles.

❖ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

- En appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$.
- En appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	A_l (cm ²)	V_u (MN)	M_a (MN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principales	15.45	0.304	0.208	8.74	- 4.68	Vérifiée
Secondaires	8.01	0.165	0.160	4.74	-7.87	Vérifiée

Tableau V.2.4 : Vérification au cisaillement.

❖ **Vérification des zones nodales :**

La vérification des zones nodales est d’une exigence du **RPA99/version 2003**

(Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistant ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moment résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d’un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d’orientation de l’action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 |M_w + M_e|.$$

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

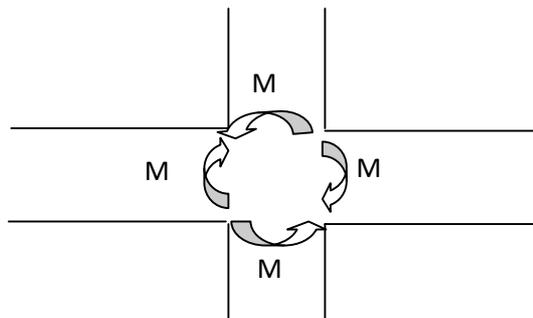


Fig. V.2.1: Schéma de la zone nodale.

✓ **Détermination du moment résistant dans les poteaux:**

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend :

- 1- Des dimensions de la section du béton.
- 2- De la quantité d'acier dans la section du béton.
- 3- De la contrainte limite élastique des aciers.

Tel que : $M_r = Z \times A_s \times f_{st}$

Avec : $Z = 0.9h$ (h : la hauteur totale de la section du béton).

$$f_{st} : \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

Niveau	Section (cm)	Plans	Z(m)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
Sous-sol RDC	65×60	X-X	0.54	41.21	774.41
		Y-Y	0.585		838.95
1^{er}, 2^{ème} étage	60×55	X-X	0.495	41.21	709.88
		Y-Y	0.54		774.41
3^{ème}, 4^{ème} étage	55×50	X-X	0.45	28.4	444.74
		Y-Y	0.495		489.21
5^{ème}, 6^{ème} étage	50×45	X-X	0.405	28.4	400.26
		Y-Y	0.45		444.74
7^{ème}, 8^{ème} étage	45×40	X-X	0.36	28.4	355.79
		Y-Y	0.405		400.26
9^{ème} étage	40×35	X-X	0.315	16.84	184.60
		Y-Y	0.36		210.97

Tableau V.2.5: Les moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section (cm)	Plans	Z(m)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
RDC	55×35	X-X	0.315	19.63	215.18
		Y-Y	0.495		338.14

Etage coutant	55×35	X-X	0.315	16.68	182.84
		Y-Y	0.495		287.32
Terrasse	55×35	X-X	0.315	16.68	182.84
		Y-Y	0.495		287.32

Tableau V.2.6: Les moments résistants dans les poutres principales.

Niveau	Section (cm)	Plans	Z(m)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
RDC	45×35	X-X	0.315	12.63	138.45
		Y-Y	0.405		178
Etage coutant	45×35	X-X	0.315	13.86	151.93
		Y-Y	0.405		195.34
Terrasse	45×35	X-X	0.315	12.63	138.45
		Y-Y	0.405		178

Tableau V.2.7: Les moments résistants dans les poutres secondaires.

❖ Pour les poutres principales :

Niveau	Sens	M _n	M _s	M _n + M _s	M _w	M _e	1.25 (M _w + M _e)	Remarque
RDC	XX	774 .41	774 .41	1548.82	215.18	215.18	537.95	Vérifiée
	YY	838.95	838.95	1677.9	338.14	338.14	845.37	Vérifiée
1^{er}, 2^{ème} étage	XX	709.88	709.88	1419.76	182.84	182.84	457.1	Vérifiée
	YY	774.41	774.41	1548.82	287.32	287.32	718.3	Vérifiée
3^{ème},4^{ème} étage	XX	444.74	444.74	889.48	182.84	182.84	457.1	Vérifiée
	YY	489.21	489.21	978.42	287.32	287.32	718.3	Vérifiée
5^{ème},6^{ème} étage	XX	400.26	400.26	800.52	182.84	182.84	457.1	Vérifiée
	YY	444.74	444.74	889.48	287.32	287.32	718.3	Vérifiée
7^{ème},8^{ème} étage	XX	355.79	355.79	711.58	182.84	182.84	457.1	Vérifiée
	YY	400.26	400.26	800.52	287.32	287.32	718.3	Vérifiée

Tableau V.2.8: Vérification de la zone nodale.

❖ Pour les poutres secondaires :

Niveau	Sens	M _N	M _S	M _N + M _S	M _W	M _E	1.25 (M _W + M _E)	Remarque
RDC	XX	841.31	841.31	1682.63	124.96	124.96	312.4	Vérifiée
	YY	911.42	911.42	1822.85	160.67	160.67	401.67	Vérifiée
1^{er} et 2^{ème} étage	XX	571.38	571.38	1142.77	151.93	151.93	379.82	Vérifiée
	YY	623.33	623.33	1246.66	195.34	195.34	488.35	Vérifiée
3,4^{ème} étage	XX	448.65	448.65	897.3	151.93	151.93	379.82	Vérifiée
	YY	493.52	493.52	987.04	195.34	195.34	488.35	Vérifiée
5,6^{ème} Etage	XX	340.08	340.08	680.16	151.93	151.93	379.82	Vérifiée
	YY	377.87	377.87	755.74	195.34	195.34	488.35	Vérifiée
7,8^{ème} étage	XX	302.3	302.3	604.6	151.93	151.93	379.82	Vérifiée
	YY	340.08	340.08	680.16	195.34	195.34	488.35	Vérifiée

Tableau V.2.9: Vérification de la zone nodale.

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastique sera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

➤ **Vérification de la flèche :**

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

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91**(Article B.6.5) et du **CBA 93**.

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus grande.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{55}{6.7} = 0.082 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{l} = \frac{55}{6.7} = 0.082 \geq \frac{150.15 \times 10^{-3}}{10 \times 1708.51 \times 10^{-3}} = 0.087 \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{15.45}{35 \times 49.5} = 0.0089 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est nécessaire.

➤ Exemple de ferrailage d'une poutre principale du RDC.

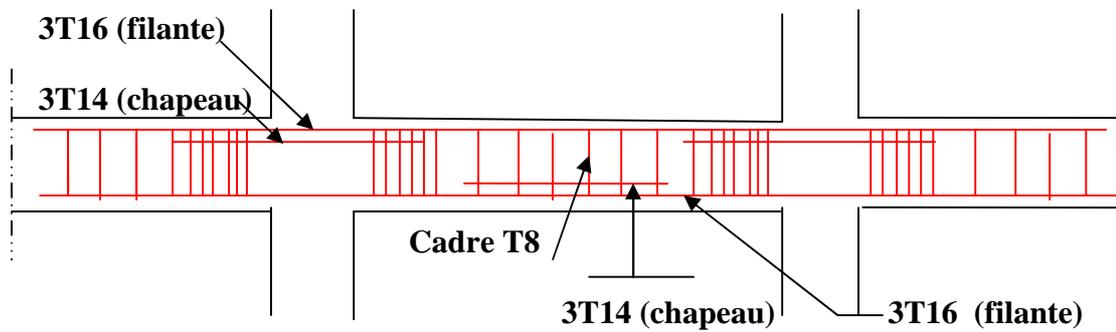


Fig.V.2.2: Schéma constructif de la poutre du RDC.

Les schémas de ferrailage des types de poutres sont représentés dans les schémas ci-après :

a) Rez-de-chaussée :

❖ Poutres principales :

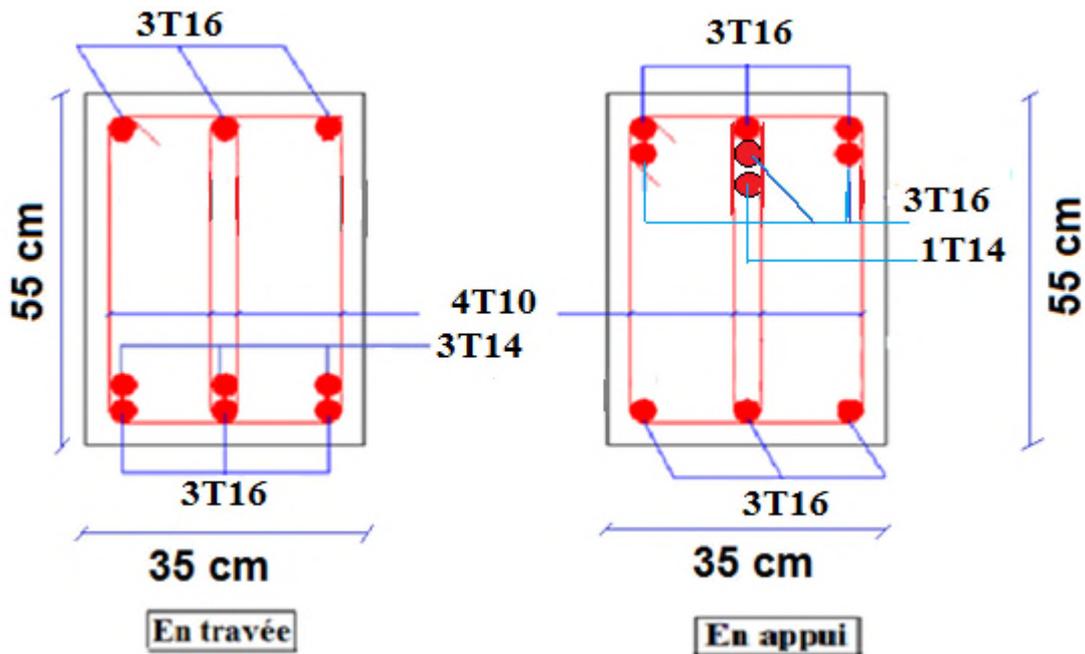


Fig.V.2.3 : Schéma de ferrailage de la poutre principale.

❖ Poutres secondaires :

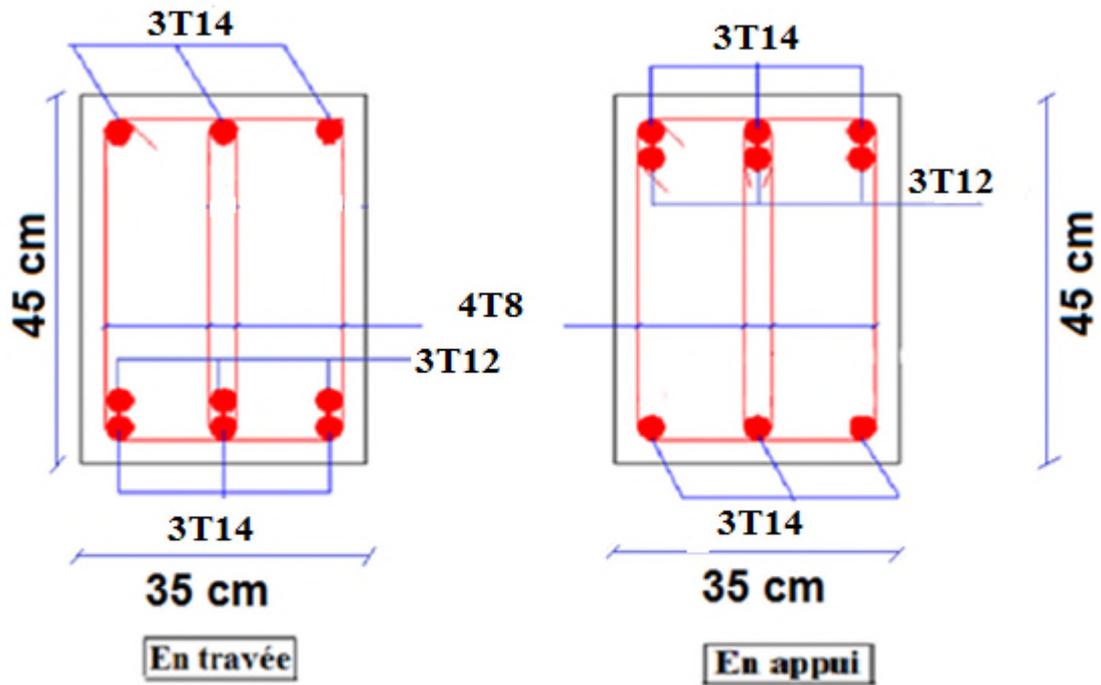


Fig.V.2.4: Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.

b) Étages courants:

❖ Poutres principales :

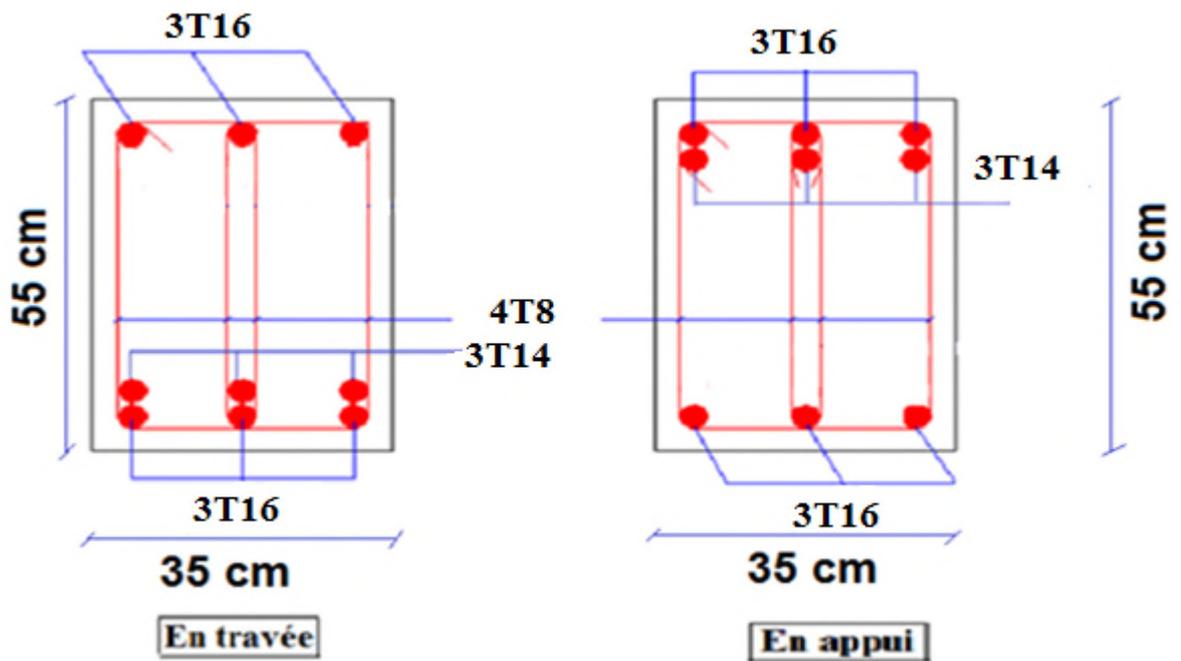


Fig.V.2.5: Schéma de ferrailage de la poutre principale.

❖ Poutres secondaires :

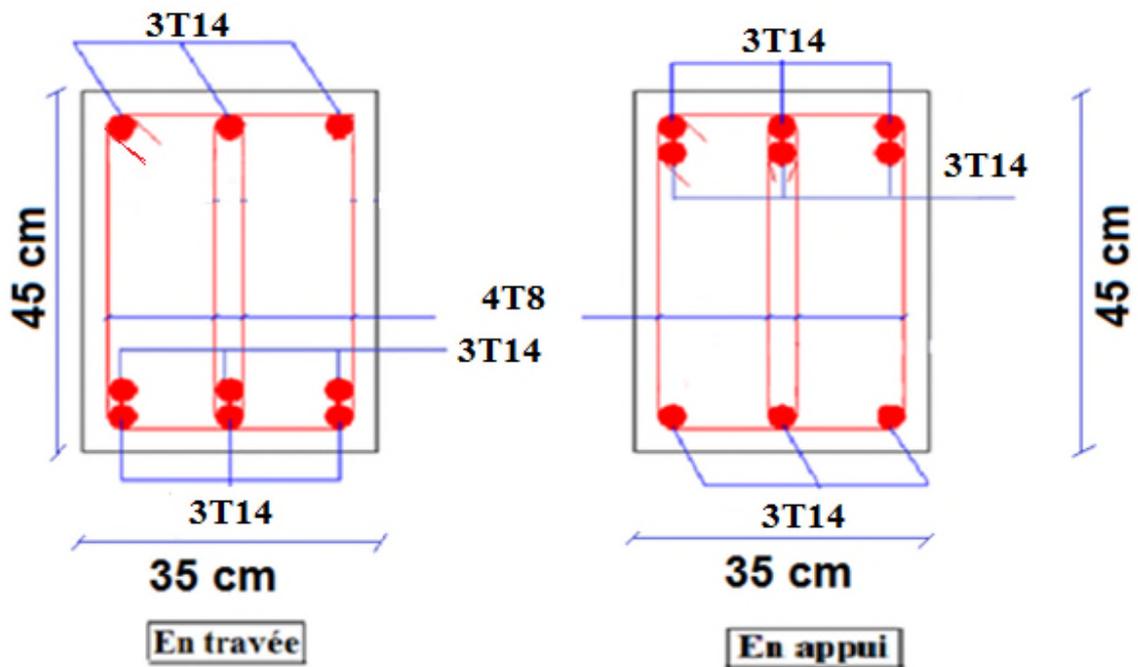


Fig.V.2.6: Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.

c) Terrasse:

❖ Poutres principales :

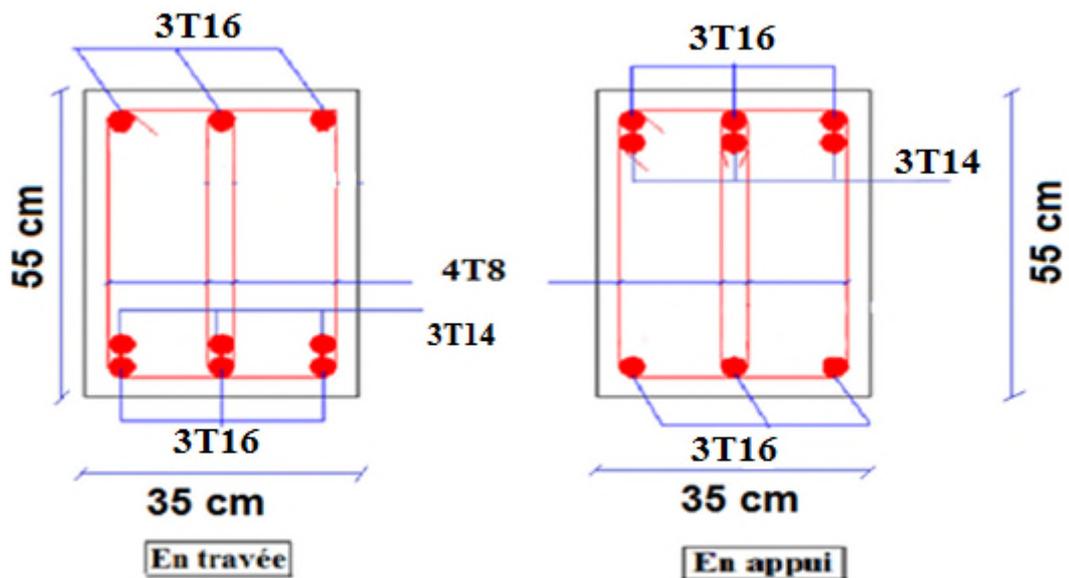


Fig.V.2.7: Schéma de ferrailage de la poutre principale.

❖ Poutres secondaires :

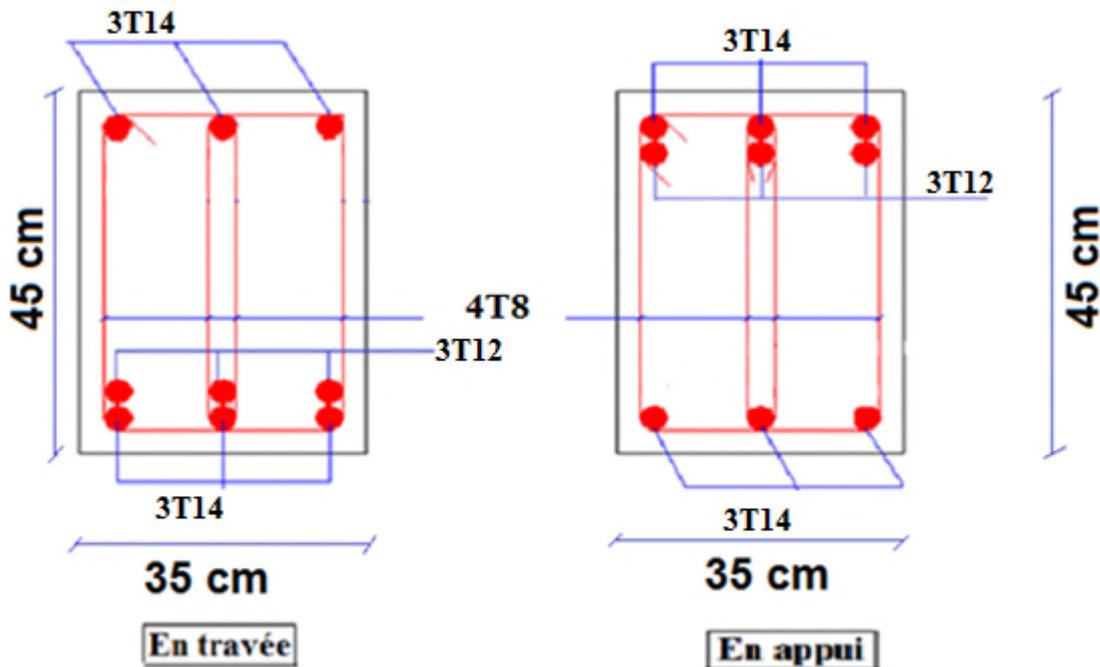


Fig.V.2.8: Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.

V.3.Ferrailage des voiles :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone II_a (moyenne sismicité).

Ces derniers sont soumis à :

- 1-des forces verticales (charge permanentes et surcharges avec un pourcentage ≤ 25 %).
- 2-des forces horizontales (séisme).

V.3.1.Recommandations du RPA :

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

a) Les armatures verticales :

-Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voile. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

-L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} = 0.2 \times L_t \times e$

L_t : longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

-Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$ (e : épaisseur du voile)

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

-Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

b) Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing_1$. En plus des épingles sont prévus 4 par 1 m^2 .

c) Les armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4V_u$$

d) Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

-Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{\min} = 0.15 \% .e .h$dans la section globale du voile.

$A_{\min} = 0.10 \% .e .h$dans la zone courante.

- $\varnothing_1 \leq \frac{1}{10}.e$ (Exception faite pour les zones d'about)

-**L'espacement** : $S_t = \min (1.5e ; 30) \text{ cm}$

-Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Longueur de recouvrement :

$40\varnothing$: pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

$20\varnothing$: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.3.2.Le ferrailage :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (e × L) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

$N_{\max} \rightarrow M$ correspondant.

$N_{\min} \rightarrow M$ correspondant.

$M_{\max} \rightarrow N$ correspondant

$d = 0.9 h$; $d' = 0.1 h$

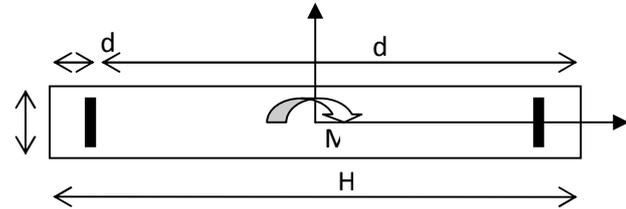


Fig. V.3.1 : Schéma d'un voile plein

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.23 \times d \times e \times f_{c28} / f_e$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times h \times e$$

$$A = \max (A^{cal}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA})$$

• **Armatures horizontales :**

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$K=0$ (pas reprise de bétonnage) ; $\alpha = 90^\circ$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30\text{cm})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

Les résultats de ferrillages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_{v\min}^{BAEL}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$A_{v\min}^{RPA}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adaptée par face.

Nbre/face : nombre de barres adaptées par face.

S_t : Espacement.

A_H^{\min} / face : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

A_H^{cal} / face : Section d'armature horizontale pour 1 mètre linéaire.

A_H^{adap} / ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1 mètre linéaire.

$$A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$$

A_v^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

❖ Plans de localisation des voiles :

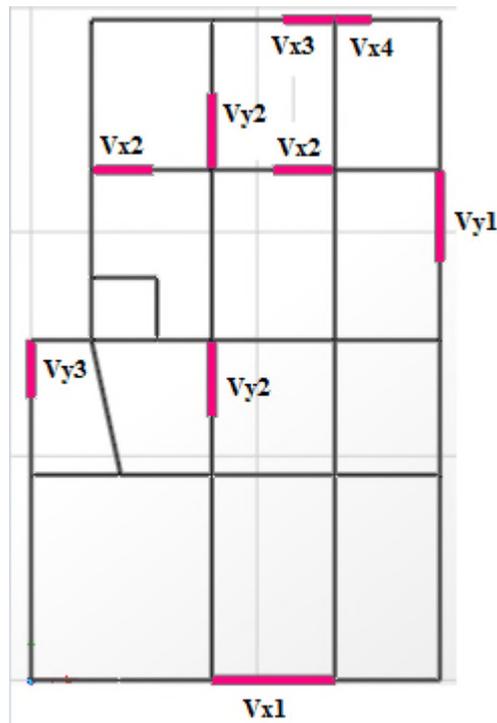


Fig V.3.2: Localisation des voiles.

➤ Calcul de ferrailage du voile

Avec : P.C : Section partiellement comprimé.

E.C : Section entièrement comprimé.

Vx1 L =3.99 m	e=25cm	e=20cm				
	Sous-sol	RDC	1 ^{er} ,2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ém} étage	5 ^{ème} ,6 ^{ème} étage	7 ^{ème} ,8 ^{ème} étage
N (KN)	75.46	1273.27	1748.3	1001.2	1071.47	436.34
M(KN.m)	2373.12	2502.39	1607.9	976.32	726.69	539.42
V(KN)	723.82	653.12	511.52	408.55	30.903	169.97
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ (MPa)	1.12	1.27	0.99	0.79	0.60	0.33
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_V^{min}/voile$ (cm ²)	14.96	11.97	11.97	11.97	11.97	11.97
$A_V^{min}(RPA)$ (cm ²)	9.97	7.98	7.98	7.98	7.98	7.98

$A_{V\text{Calcul}}$ (cm ²)	15.87	3.27	8.39	-4.41	-6.97	-3.87
$A_{V\text{ Adopter}}$ /face (c m ²)	16.03	13.57	13.57	13.57	13.57	13.57
N^{barres} /face	6T12 +6T14	12T12	12T12	12T12	12T12	12T12
St (cm)	20	20	20	20	20	20
A^h_{calcul} (cm ²)	2.18	1.98	1.54	1.23	0.93	0.51
A^h_{min} (cm ²)	0.93	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
A^h_{adopt} (cm ²)/face /ml	2.36	2.36	2.36	1.51	1.51	1.51
N^{barres} /face /ml	3T10	3T10	3T10	3T8	3T8	3T8
St (cm)	25	25	25	25	25	25

Tableau V.3.1 : Ferrailage du voile Vx1.

Vx2, L =2 m	e=25c m	e=20cm					
		Niveau	Sous-sol	RDC	1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage
N (KN)	2615.4	2167	1996.3	1690.26	888.1	858.9	293.3
M(KN.m)	1755.9	2410.6	2468.8	2021.7	1460.1	920	316.9
V(KN)	554.6	466	402.8	372.2	309.8	230.4	71.35
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ (MPa)	1.72	1.81	1.56	1.44	0.84	0.89	0.27
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5
$A_{V\text{min}}$ /voile (cm ²)	7.5	6	6	6	8.58	6	6
$A_{V\text{min}}$ (RPA) (cm ²)	5	4	4	4	5.7	4	3.99
$A_{V\text{Calcul}}$ (cm ²)	-4.97	9.49	12.27	9.41	4.34	3.25	-1.51
$A_{V\text{ Adopté}}$ (c m ²)/face	11.31	9.58	13.35	9.58	9.58	6.44	6.44
N^{barres} /face	10T12	5T10 +5T12	5T12 +5T14	5T10 +5T12	5T10 +5T12	10T10	10T10
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20
A^h_{Calcul} (cm ²)	2.68	2.26	1.95	1.8	1.05	1.11	0.33

A_{min}^h (cm ²)	0.75	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A_{adopt}^h (cm ²)/face/ ml	3.14	2.58	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
N_{barres}^h (cm ²)/face /ml	4T10	2T10+ 2T8	4T8	4T8	4T8	4T8	4T8
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.3.2: Ferrailage du voile Vx2.

Vx3=1.7m	e=25cm	e=20cm				
Niveau	Sous-sol	RDC	1^{er}, 2^{ème} étage	3^{ème}, 4^{ème} étage	5^{ème}, 6^{ème} étage	7^{ème}, 8^m étage
N (KN)	1987.4	756.1	532.9	363.3	199.6	125.8
M(KN.m)	946.7	513.04	258.9	206	152.8	102.8
V(KN)	300.75	210.37	152.9	140.78	115.99	81.59
Section	SPC	S PC	S PC	SPC	SPC	SPC
τ (MPa)	1.1	0.96	0.72	0.64	0.53	0.37
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{min} /voile (cm ²)	6.375	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1
A_v^{min} (RPA) (cm ²)	4.25	3.4	3.39	3.39	3.39	3.39
A_v Calcul (cm ²)	-6.7	-0.082	-1.78	-0.722	0.271	0.280
A_v Adopter (c m ²)/face	11.31	11.31	7.66	7.66	7.85	7.85
N_{barres}^h /face	10T12	10T12	5T10 +5T12	5T10 +5T12	10T10	10T10
St (cm)	20	20	20	20	20	20
A_{Calcul}^h (cm ²)	2.14	1.5	1.12	1	0.82	0.57
A_{min}^h (cm ²)	0.93	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A_{adopte}^h (cm ²)/face/ml	2.36	2.36	2.36	2.36	1.51	1.51
N_{barres}^h (cm ²)/face /ml	3T10	3T10	3T10	3T10	3T8	3T8
St (cm)	25	25	25	25	25	25

Tableau V.3.3 : Ferrailage du voile Vx3.

Vx4, L =1.2 m	e=25cm	e=20cm				
Niveau	Sous-sol	RDC	1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage
N (KN)	62.66	213.8	738.8	606.1	465.8	314.1
M(KN.m)	521.5	290.11	187.8	152.1	112.1	70.28
V(KN)	191.98	131.68	117.2	100.17	77.93	53.09
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ (MPa)	0.99	0.85	0.76	0.64	0.50	0.34
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_V^{\min} /voile (cm ²)	4.5	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
A_V^{\min} (RPA) (cm ²)	2.89	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4
A_V Calcul (cm ²)	11.86	4.503	-4.12	-3.42	-2.74	-1.98
A_V Adopter (c m ²)/face	12.32	9.05	9.05	6.28	6.28	6.28
N^{barres}/face	8T14	8T12	8T12	8T10	8T10	8T10
St (cm)	20	20	20	20	20	20
A^h Calcul (cm ²)	1.93	1.32	1.18	1	0.78	0.53
A^h_{\min} (cm ²)	0.93	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
A^h_{adopt} (cm ²)/face/ml	2.36	2.36	2.36	1.51	1.51	1.51
N^{barres} (cm²)/face/ml	3T10	3T10	3T10	3T8	3T8	3T8
St (cm)	25	25	25	25	25	25

Tableau V.3.4: Ferrailage du voile Vx4.

Vy1, L=3m	e=25 cm	e=20cm					
Niveau	Sous-sol	RDC	1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage
N (KN)	1222.6	1403.4	832.9	654.9	468.9	268.6	258.1
M(KN.m)	2567.5	1390.5 6	510.49	373.2	223.5	118.8	236.6

V(KN)	585.5	446	298.4	274.6	238.1	171.5	96.8
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SEC	SEC	SPC
τ (MPa)	1.21	1.15	0.77	0.71	0.61	0.44	0.25
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5
A_V^{\min} /voile (cm ²)	11.25	9	9	9	9	9	9
A_V^{\min} (RPA) (cm ²)	7.5	6	6	5.99	12	12	6
$A_{V\text{Calcul}}$ (cm ²)	10.3	-2.83	-4.64	-3.917	8.65	4.84	-0.70
A_V Adopter (cm ²)/face	11.31	11.31	11.31	11.31	11.31	9.58	9.58
N^{barres} /face	10T12	10T12	10T12	10T12	10T12	5T10 +5T12	5T10 +5T12
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20
A^h_{Calcul} (cm ²)	2.36	1.79	1.2	1.1	0.95	0.68	0.39
A^h_{min} (cm ²)	0.93	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
A^h_{adopt} (cm ²)/face/ ml	2.36	2.36	2.36	2.36	2.36	1.51	1.51
N^{barres} (cm ²)/face/ ml	3T10	3T10	3T10	3T10	3T10	3T8	3T8
St (cm)	25	25	25	25	25	25	25

Tableau V.3.5: Ferrailage du voile Vy1.

Vy2, L=2.5 m	e=25 cm	e=20cm					
		RDC	1 ^{er} et 2 ^{em} e étage	3 ^{eme} et 4 ^e me étage	5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	9 ^{eme} étage
N (KN)	294.91	2152.1	1453.5	1237.2	965.9	617.2	258.1
M(KN.m)	760.76	2024.8	195.9	1871.6	1995	1262.1	236.6
V(KN)	90.57	758.09	564.9	484	369.5	228.9	96.8
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ (MPa)	2.25	2.35	1.75	1.50	1.15	0.71	0.30

$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5
A_v^{\min} /voile (cm ²)	9.37	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5
A_v^{\min} (RPA) (cm ²)	6.25	5	5	5	5	5	5
A_v^{Calcul} (cm ²)	5.26	-1.56	5.65	7.12	11.61	7.27	-0.25
A_v^{Adopter} (c m ²)/face	11.31	11.31	11.31	11.31	11.63	7.85	7.85
N^{barres} /face	10T12	10T12	10T12	10T12	5T10 +5T14	10T10	10T10
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20
A^h_{Calcul} (cm ²)	3.51	2.93	2.18	1.87	1.43	0.88	0.37
A^h_{min} (cm ²)	0.75	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A^h_{adopt} (cm ²)/face/ml	3.93	3.93	3.93	3.93	2.51	2.51	2.51
N^{barres} (cm ²)/face/ml	5T10	5T10	5T10	5T10	5T8	5T8	5T8
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.3.6: Ferrailage du voile Vy2.

Vy3, L =1.9 m	e=25cm	e=20cm				
	Sous-sol	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
N (KN)	1021.3	1147.3	603.8	523.7	388.2	205.2
M(KN.m)	997.8	502.1	126.9	102.6	39.4	22.4
V(KN)	289.9	210.29	181.46	182.6	167.3	141.3
Section	SPC	SPC	SEC	SEC	SEC	SEC
τ (MPa)	0.94	0.86	0.74	0.74	0.68	0.57
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{\min} /voile (cm ²)	7.125	5.7	5.7	5.7	5.7	5.7
A_v^{\min} (RPA) (cm ²)	4.75	3.8	7.6	7.6	7.6	7.6

$A_{V\text{Calcul}} \text{ (cm}^2\text{)}$	3.251	-5.63	10.052	8.57	5.63	3.007
$A_{V\text{Adopté}} \text{ (cm}^2\text{)/face}$	11.31	11.31	11.31	9.58	7.85	7.85
$N^{\text{barres}}\text{/face}$	10T12	10T12	10T12	5T10 +5T12	10T10	10T10
St (cm)	20	20	20	20	20	20
$A^h_{\text{calcul}} \text{ (cm}^2\text{)}$	1.46	1.07	0.92	0.92	0.85	0.71
$A^h_{\text{min}} \text{ (cm}^2\text{)}$	0.75	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A^h_{\text{adopte}} \text{ (cm}^2\text{)/face/ml}$	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14	2.01
$N^{\text{barres}} \text{ (cm}^2\text{)/face/ml}$	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10	4T8
St (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.3.7: Ferrailage du voile Vy3.

V.3.4.Schéma de ferrailage :

Le schéma ci-dessous présente Le ferrailage du voile (Vy3) avec L = 1.9m au sous-sol comme exemple :

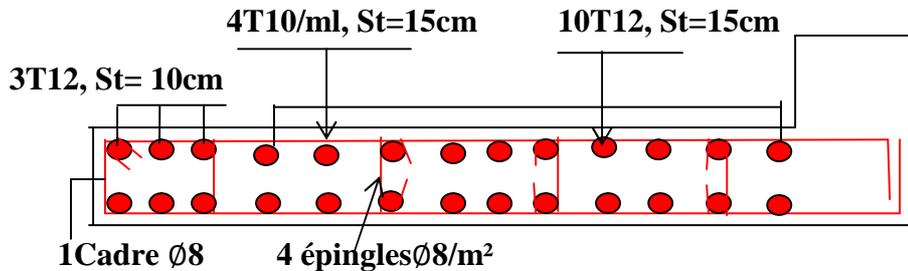


Figure. V.3.3: Schéma de ferrailage du voile Vy3 au sous-sol.

VI.1 : Introduction :

L'infrastructure est une partie essentielle de l'ouvrage, elle transmet au sol les charges qui sont apportées par la superstructure, et elle assure :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la structure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements différentiels.

VI.2 : Choix de type des fondations :

Le choix de type de fondation dépend de plusieurs facteurs on cite :

- La capacité portante du sol d'assise.
- L'importance de l'ouvrage.
- La distance entre axe des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Selon le rapport de laboratoire de la mécanique du sol, la contrainte du sol est égale à 1.08 bars. Le type de fondation suggéré est superficiel, ancrées à 3.2 m du niveau de base.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)**. Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G+Q+E$
- $0.8G \pm E$

VI.3: Vérification**VI.3.1: Vérification des semelles isolées :**

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ; de section (a×b) d'où les semelles sont rectangulaires (A× B).

Soit :

N : effort normal transmis par la semelle au sol tel que : $N = N_{\text{cal}} + P_a + P_s$

Avec : N_{cal} : L'effort normal du poteau le plus sollicité dans notre structure.

$$\Rightarrow N_{\text{cal}} = 2903.73 \text{ KN}$$

P_s : Poids de la semelle estimée à 20 KN.

P_a : Poids de l'avant poteau ; $P_a = 0.5 \times 0.55 \times 1.5 \times 25 = 10.31 \text{ KN}$

$$\Rightarrow N = 2934.04 \text{ KN}$$

S: La surface de la semelle.

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: La contrainte admissible du sol.

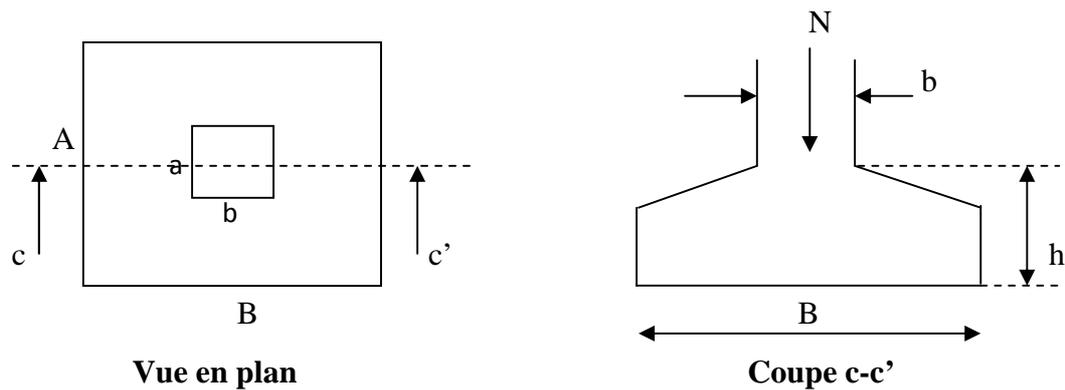


Fig VI.1: Schéma d'une semelle isolée.

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \quad \text{ou} \quad \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad (\text{Semelle et poteau homothétique})$$

$$\Rightarrow B = \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.5 \times 2934.04}{0.55 \times 108}} = 4.96 \text{ m.} \quad [6]$$

D'après le résultat obtenu et tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduit à vérifier les semelles filantes.

VI.3.2 : Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 5 poteaux.

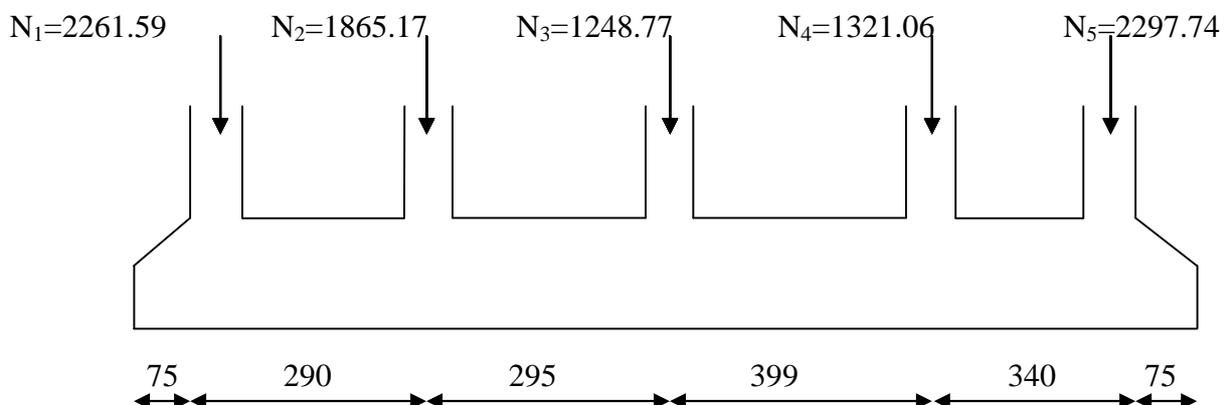


Fig. VI.2 : Longueur des semelles filantes.

On doit vérifier : $\frac{N}{B.L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L.\bar{\sigma}_{sol}}$

Avec : $N = \sum N_i + 5 * N_s$

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

N_s : L'effort normal provenant de la semelle estimé à 20 KN

$\sum N_i = 8994.33 \text{ KN}$

$$\Rightarrow B \geq \frac{9094.33}{14.74 \times 108} = 5.71 \text{ m}$$

On a la largeur de notre semelle égale à 5.71 m, donc le choix de la semelle filante ne convient pas donc dans notre cas.

VI.3.3 : Vérification du radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaille comme un plancher renversé soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Les charges soumises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

VI.3.3.1 : Dimensionnement :

✓ **La condition du coffrage :** [6]

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{10} \dots\dots\dots (*)$$

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$L_{max} = 670 \text{ cm}$

On le remplace dans la relation (*) on obtient : $h_r \geq 67 \text{ cm}$

On opte pour une hauteur $h_r = 70 \text{ cm}$

Pour la dalle $h_0 \geq \frac{L_{max}}{20} \Rightarrow h_0 \geq 0.335 \text{ m}$

On opte pour une hauteur $h_0 = 35 \text{ cm}$.

✓ **La condition de rigidité :**

Pour une raideur rigide, il faut que : $L_{max} \leq \frac{\pi.l_e}{2} \dots\dots\dots (1)$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots (2)$$

l_e : longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (Rigide ou flexible).

E: module de young, $E=3.21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : moment d'inertie de l'élément considéré sur 1 ml, $I = \frac{b \times h^3}{12}$.

b : largeur de l'élément considéré par 1 ml.

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen, donc $K=4 \text{ Kg/cm}^3$

$$\text{On a : } h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 6.7^4 \times 4.10^4}{3.14^4 \times 3.21 \times 10^7}}$$

$$\Rightarrow h_t \geq 1.074 \text{ m}$$

à partir des deux conditions précédentes on prend :

- La hauteur de la nervure : $h_t = 1.1 \text{ m}$
- La hauteur de la dalle du radier : $h_r = 0.35 \text{ m}$

✓ La surface du radier :

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{46113.39 \times 10^{-3}}{1.08 \times 10^{-2}} \Rightarrow S_{rad} \geq 426.97 \text{ m}^2$$

Or la surface du bâtiment est : $S_{bat} = 275.94 \text{ m}^2$

Donc on opte un radier général débordé par des trames (**voir la figure n°3**).

$$S_{rad} = [(4.4+6.7) \times 4.9] + [(6.7+4.4) \times 4.9] + [(3.9+3.99+3.4) \times 4.7] + 275.94$$

$$\Rightarrow S_{rad} = 438.328 \text{ m}^2 \geq 426.97 \text{ m}^2$$

VI.3.4: Les vérifications :

VI.3.4.1 : Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$$

On considère une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$, de longueur $d = 0.9 * h_r = 0.315 \text{ m}$.

$$N_u = 64371.446 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{N_u * L_{max}}{2 * S} = \frac{64371.446 * 6.7}{2 * 438.328} = 491.97 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{491.97 * 10^{-3}}{1 * 0.315} = 1.56MPa < 2.5MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3.4.2 : Vérification au poinçonnement :

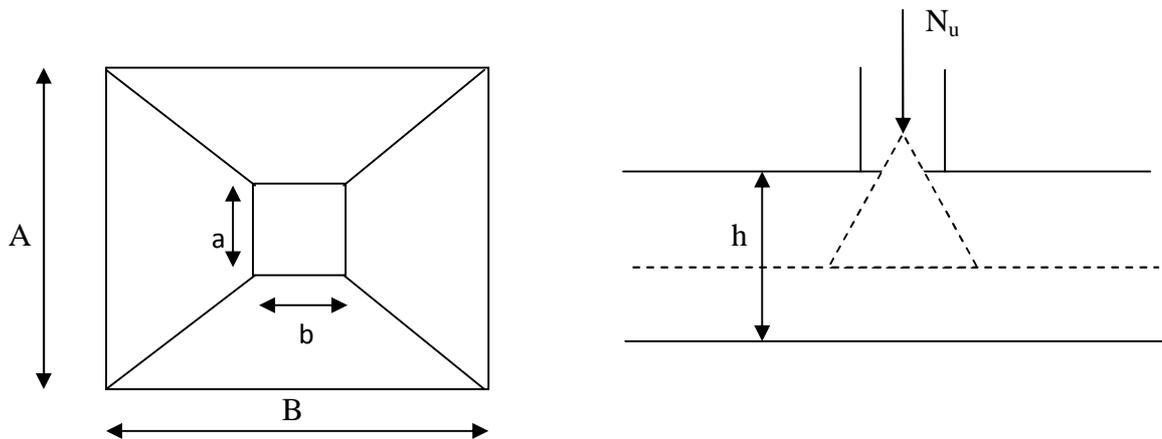


Fig VI.4: Zone de contact poteau.

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0.045 * \mu_c * h_t * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

BAEL(Art. A.5.2.42)

N_u : l'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

h_t : hauteur de la nervure.

U_c : le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen de radier.

$$\mu_c = 2 * (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases}$$

$$\Rightarrow A = 65 + 110 = 175 \text{ cm} \quad \text{et} \quad B = 60 + 110 = 170 \text{ cm}$$

On trouve: $U_c = 6.9 \text{ m}$

$N = 2903.73 \text{ KN} < 7425 \text{ KN} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

VI.3.4.3: Vérification de la poussée hydrostatique :

Il faut s'assurer que : $N_u \geq F_s \cdot H \cdot S \cdot \gamma_w$

RPA (Art 5.2.42)

Avec :

F_s : coefficient de sécurité = 1.5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 3.2 m

S : surface totale du bâtiment = 275.95 m²

$$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$$

$$N_u = 64371.446 \text{ KN}$$

$\Rightarrow N_u > 13245.6 \text{ KN} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

VI.3.4.4 : Vérification des contraintes dans le sol :

[6]

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

A partir du programme Socotec, on trouve :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_g = 12.08 \text{ m, } I_{x,x} = 24929.22 \text{ m}^4 \\ Y_g = 10.98 \text{ m, } I_{y,y} = 19880.7631 \text{ m}^4 \\ S_{rad} = 438.328 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

✓ **Dans le sens X X :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \mp \frac{M_y}{I_y} \cdot X_g$$

N : l'effort normal dû aux charges verticales.

M_y : Moment sismique à la base.

N=46113.392 KN ET M_y =9196.0042 KN.m

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \cdot X_g = 1.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} \cdot X_g = 0.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.07 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée}$$

✓ **Dans le sens Y Y :**

M_x = 15781.545 KN.m

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \cdot Y_g = 1.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} \cdot Y_g = 0.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.06 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée}$$

VI.3.4.5 : vérification de la stabilité au renversement :

Selon (Art 10.15) RPA99/version 2003. On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Sens xx: $e = \frac{15781.545}{46113.392} = 0.342 \text{ m} < \frac{23.35}{4} = 5.85 \text{ m} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée}$

Sens yy: $e = \frac{15781.545}{46113.392} = 0.2 \text{ m} < \frac{26.57}{4} = 6.64 \text{ m} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée}$

VI.4 : La dalle du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple causée par la réaction de sol, il faut considérer le poids du radier comme une charge favorable.

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bonde de 1m. pour facilité l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité et on adopte le même ferrailage pour tous les autres panneaux.

$L_x = 3.99m$ et $L_y = 6.7m$.

Le poids propre du radier est : $G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.35 = 8.75 \text{ KN/m}^2$.

VI.4.1 : Calcul des sollicitations :

$$q_U = \frac{Nu}{S_{rad}} + 1.35G_0$$

$$q_U = \frac{64371.44}{438.328} + 1.35 \times 8.75 = 158.66 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{Nser}{S_{rad}} + G_0$$

$$q_s = \frac{46113.39}{438.328} + 8.75 = 113.95 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.59 \geq 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

L'ELU

$\mu_x = 0.0836$

Annexe [1]

$\mu_y = 0.2822$

$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0836 \times 158.66 \times (3.99)^2 = 211.16 \text{ KN.m}$

$M_y = \mu_y M_x = 0.2822 \times 211.16 = 59.59 \text{ KN.m}$

✓ **Moment en travées :**

$M_{tx} = 0.75M_x = 158.37 \text{ KN.m}$ (Panneau intermédiaire)

$M_{ty} = 0.85M_y = 50.65 \text{ KN.m}$ (Panneau de rive)

✓ **Moment en appuis :**

$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 105.58 \text{ KN.m}$.

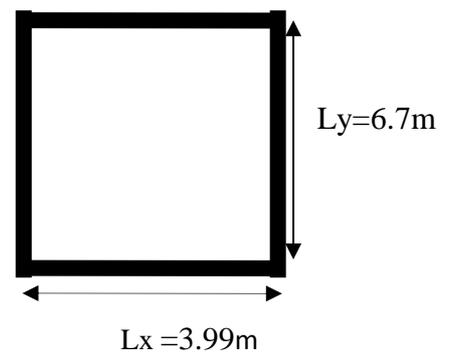


Fig. VI.5:Dalle sur quatre appuis

L'ELS

$$\mu_x=0.0884, \mu_y=0.4565$$

Annexe [1]

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0884 * 113.95 * (3.99)^2 = 160.36 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.4565 * 160.36 = 73.20 \text{KN.m}$$

✓ **Moment en travées :**

$$M_{tx} = 0.75M_x = 120.27 \text{KN.m} \dots\dots\dots \text{(Panneau intermédiaire)}$$

$$M_{ty} = 0.85M_y = 62.22 \text{KN.m} \dots\dots\dots \text{(Panneau de rive)}$$

✓ **Moment en appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 80.18 \text{KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.35) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci dessous :

Telle que : $d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 0.35 = 0.315 \text{m}$.

		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm²/ml)	A_{min} (cm²/ml)	A_{adopté} (cm²/ml)
En travée	x-x	158.37	0.112	0.148	0.296	15.36	3.37	6T16+3T14=16.68
	y-y	50.65	0.035	0.044	0.309	4.71	2.8	6T12=6.79
En appui		105.58	0.074	0.096	0.302	10.04	3.37	9T12=10.18

Tableau VI .1 : Tableau de ferrailage du radier.

✓ **Espacement des armatures :**

$$\begin{cases} \text{Armatures // Lx: } St = 20\text{cm} \leq \min(3 \times h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}. \\ \text{Armatures // Ly: } St = 20\text{cm} \leq \min(4 \times h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}. \end{cases}$$

VI.4.2: Vérification :

➤ **à l' ELU :**

✓ **Condition de non fragilité :**

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12\text{cm}$ et $\rho \geq 0.4$ la valeur minimale des armatures est :

$$A_{\min x} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h = 0.0008 \times (3 - 0.59) \times 100 \times \frac{35}{2} = 3.37 \text{cm}^2$$

$$A_{\min y} = \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 35 = 2.8 \text{cm}^2$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa.}$$

$$V_u = \max \left\{ \begin{array}{l} V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{p}{2}} = 244.42 \text{ KN.} \\ V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 211.017 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{244.42}{1 \times 0.315} = 0.77 \text{ MPa} \leq \tau_u = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée.}$$

➤ **à l' ELS :**

✓ **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{M_{ser}}{I} (d-y) \leq \overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 150.n \right) = 240 \text{ MPa.}$$

Calcul de y : $\frac{b \cdot y^2}{2} + 15(A_s + A_s') \cdot y - 15(d \cdot A_s + d' \cdot A_s') = 0$

Calcul de I : $\frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_s (d-y)^2 + A_s' (y-d')^2] = 0$

Exemple de calcul :

Sens x-x : $M_t = 120.27 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{120.27 \times 10^{-3}}{148874.24 \times 10^{-8}} \times 10.29 \times 10^{-2} = 8.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} (d-y) = \frac{15 \times 120.27}{148874.24 \times 10^{-8}} \times (31.5 - 10.29) \times 10^{-5} = 257.02 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

		M_{ser} (KN.m)	I (cm⁴)	Y (cm)	σ_{bc} MPa	σ_s Mpa	Remarque
Travée	x-x	120.27	148874.24	10.29	8.31	257.02	σ _s > σ̄ _s
	y-y	62.22	72566.27	7.05	6.04	314.45	σ _s > σ̄ _s
Appuis		80.18	101239.13	8.39	6.64	274.54	σ _s > σ̄ _s

Tableau VI.2 : vérification des contraintes.

On remarque que la contrainte dans l'acier n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage. Les nouveaux résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Choix /ml (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	σ_s (Mpa)	Remarque
Travée	x-x	120.27	18.1	9T16	10.64	158292.07	8.08	237.74	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
	y-y	62.22	9.05	8T12	7.98	92034.58	5.39	238.51	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
Appuis		80.18	11.81	4T14+5T12	8.94	113738.73	6.30	238.55	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

Tableau VI.3: Vérification des nouvelles contraintes.

VI.4.3: Schéma de ferrailage du radier :

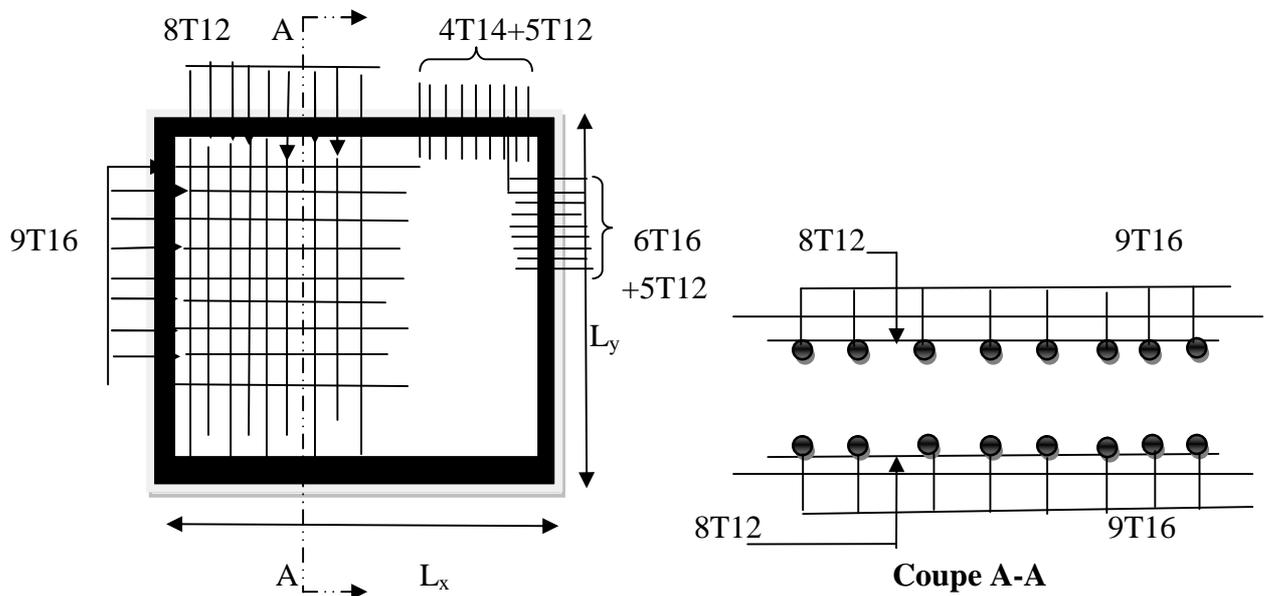


Figure VI .6: Schéma de ferrailage du radier.

VI.5: Ferrailage des débords :

Les débords sont des trames assimilées à des dalles pleines sur 4 appuis, donc le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour les autres trames.

$L_x = 4.9\text{m}; L_y = 6.7\text{m}.$

$\rho = L_x/L_y = 4.9/6.7 = 0.73 > 0.4$

⇒ Donc la dalle travaille sur deux sens.

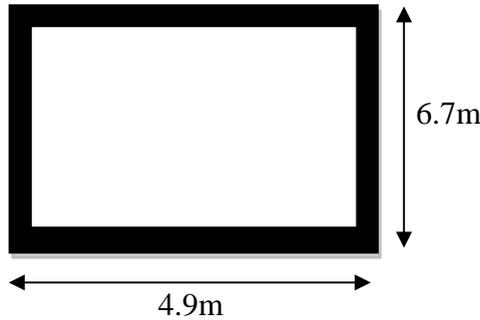


Fig VI.7 : Schéma statique du débord.

✓ **Calcul du poids propre du radier :**

$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.35 = 8.75 \text{ KN/m}^2.$

VI.5.1 : Calcul des sollicitations :

$q_U = \frac{Nu}{S_{rad}} + 1.35G_0$

$q_U = \frac{64371.44}{438.328} + 1.35 \times 8.75 = 158.66 \text{ KN / m}^2.$

$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0$

$q_{ser} = \frac{46113.392}{438.328} + 8.75 = 113.95 \text{ KN / m}^2$

✓ **à L'ELU :**

$\rho = 0.73 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0646 \\ \mu_y = 0.4780 \end{cases}$

$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0646 \times 158.66 \times (4.9)^2 = 246.08 \text{ KN.m}$

$M_y = \mu_y M_x = 0.4780 \times 246.08 = 117.62 \text{ KN.m}$

✓ **Moment en travées :**

$M_{tx} = 0.85 M_x = 209.16 \text{ KN.m} \dots \dots \dots$ (Panneau de rive)

$M_{ty} = 0.85 M_y = 99.97 \text{ KN.m} \dots \dots \dots$ (Panneau de rive)

Annexe [1]

✓ **Moment en appuis :**

$$M_{ax}=M_{ay}= 0.5M_x= 123.04 \text{ KN.m}$$

✓ **à L'ELS**

$$\rho = 0.73 \begin{cases} \mu_x=0.0708 \\ \mu_y=0.6188 \end{cases}$$

Annexe [1]

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0708 * 113.95 * (4.9)^2 = 193.70 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.6188 * 193.70 = 119.86 \text{ KN.m.}$$

✓ **Moment en travées :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 164.64 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{ (Panneau de rive)}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 101.88 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{ (Panneau de rive)}$$

✓ **Moment en appuis :**

$$M_{ax}=M_{ay}=0.5M_x=96.85 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r = (1 \times 0.35) \text{ m}^2$.

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

		M (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A (cm ² /ml)	A adopté (cm ² /ml)
En travée	x-x	209.08	0.148	0.201	0.289	20.75	5T12+5T20=21.36
	y-y	99.97	0.070	0.092	0.303	9.46	5T16=10.05
En appuis		123.04	0.087	0.114	0.300	11.78	8T14= 12.32

Tableau VI.4 : Résumé des résultats de ferrailage.

✓ **Espacement des armatures :**

Sens xx: $S_t \leq \min (3 \times h_0; 33) = 33 \text{ cm.}$

Sens yy: $S_t \leq \min (4 \times h_0; 45) = 45 \text{ cm.}$

$$\text{On adopte } \begin{cases} \text{Sens xx} = (5T12+5T20)/\text{ml} \\ \text{Sens yy} = 5T16 /\text{ml} \end{cases} \text{ donc : } \begin{cases} S_t = 10\text{cm dans le sens xx.} \\ S_t = 25\text{cm dans le sens yy.} \end{cases}$$

VI.5.2 : Vérification :

- ✓ à l' ELU :
- ✓ Condition de non fragilité :

Pour une dalle d'épaisseur $h_r > 12\text{cm}$ et $\rho \geq 0.4$ la valeur minimale des armatures est :

$$A_{\min x} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h = 0.0008 \times (3 - 0.73) \times 100 \times \frac{35}{2} = 3.17\text{cm}^2$$

$$A_{\min y} = \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 35 = 2.8\text{cm}^2$$

- ✓ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa.}$$

$$V_u = \max \left\{ \begin{array}{l} V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{p}{2}} = 284.77 \text{ KN.} \\ V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 259.14 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{284.77}{1 \times 0.315} = 0.904 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 1.25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifier.}$$

- ✓ à l' ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa.} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma_s} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times \eta \right] = 240 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

❖ Sens xx :

$$A_s = 21.36 \text{ cm}^2 ; M_{ser} = 164.64 \text{ KN.m} ; y = 11.36 \text{ cm} ; I = 178827.30 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 10.45 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 278.13 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{n'est pas vérifiée.}$$

Donc on augmente la section des barres $A_s = 5T16 + 5T20 = 25.76 \text{ cm}^2$

$$M_{ser} = 164.64 \text{ KN.m} ; y = 12.2 \text{ cm} ; I = 204458.4 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 9.82 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 233.11 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

❖ Sens yy :

$$A_s = 10.05 \text{ cm}^2 ; M_{ser} = 101.88 \text{ KN.m} ; y = 8.35 \text{ cm} ; I = 100196.41 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 8.49 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 353.08 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{n'est pas vérifiée}$$

Donc on augmente la section des barres $A_s = 5T20 = 15.71 \text{ cm}^2$

$$M_{ser} = 101.88 \text{ KN.m} ; y = 10.05 \text{ cm} ; I = 142258.99 \text{ cm}^4.$$

$\sigma_{bc} = 7.19 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée.

$\sigma_s = 230.42 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$ Vérifiée.

✓ En appuis :

$A_s = 12.32 \text{ cm}^2$; $M_{ser} = 96.85 \text{ KN.m}$; $y = 9.09 \text{ cm}$; $I = 117844.37 \text{ cm}^4$.

$\sigma_{bc} = 7.47 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée.

$\sigma_s = 276.26 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$ n'est pas vérifiée.

Donc on augmente la section des barres $A_s = 5T14 + 6T12 = 14.49 \text{ cm}^2$

$M_{ser} = 96.85 \text{ KN.m}$; $y = 9.72 \text{ cm}$; $I = 133714.97 \text{ cm}^4$;

$\sigma_{bc} = 7.04 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée.

$\sigma_s = 236.62 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$ Vérifiée.

VI.5.3 : Schéma de ferrailage du débord :

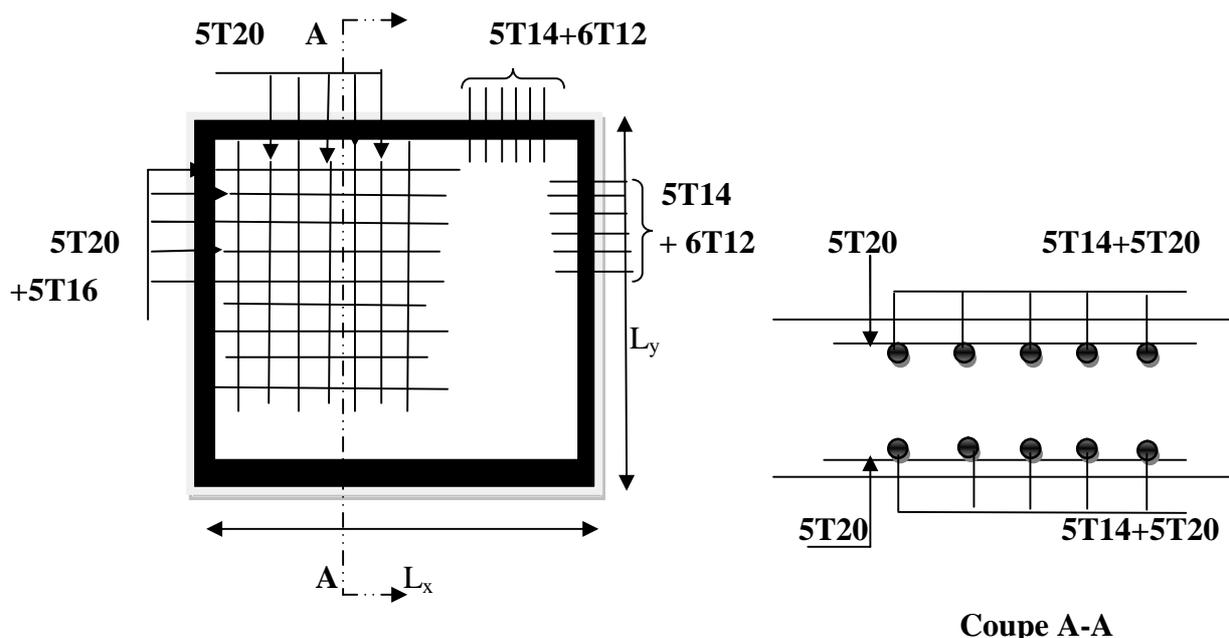


Figure VI.8: Schéma de ferrailage du débord.

VI.6: Les nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour les poteaux. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

– P_m charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle.

– P_v charge uniforme qui produise le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale :

$$P_m = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$$

$$P_v = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$$

Charge triangulaire :

$$P_v' = p_m' = \frac{q_u}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

Avec :

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} \quad ; \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

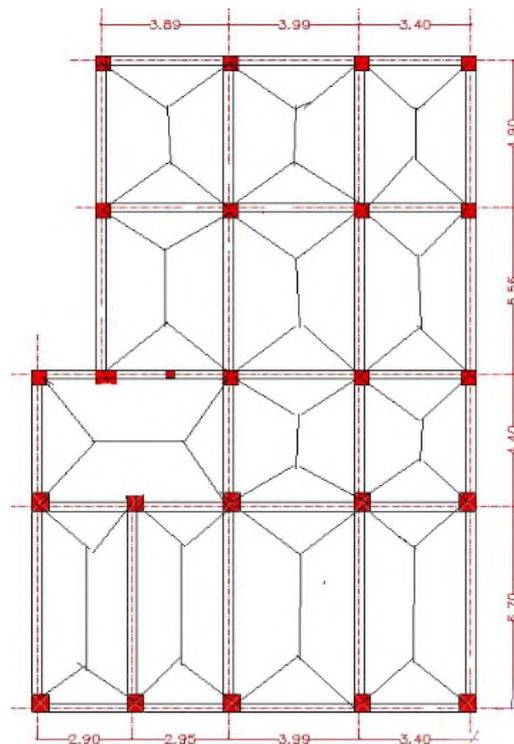


Fig.VI.9 : La subdivision des charges suivant les lignes de ruptures.

$$q_u = 158.66 \text{KN/m}^2 \quad , \quad q_s = 113.95 \text{KN/m}^2.$$

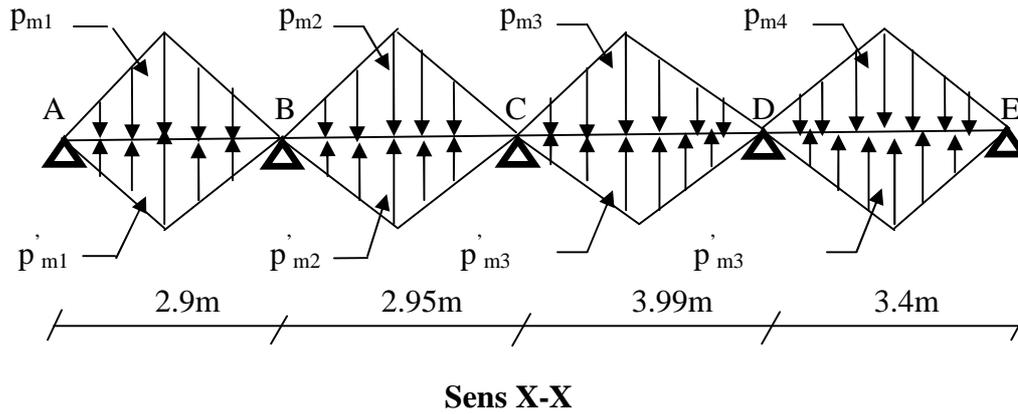


Fig. VI.10: sollicitations sur les nervures transversales.

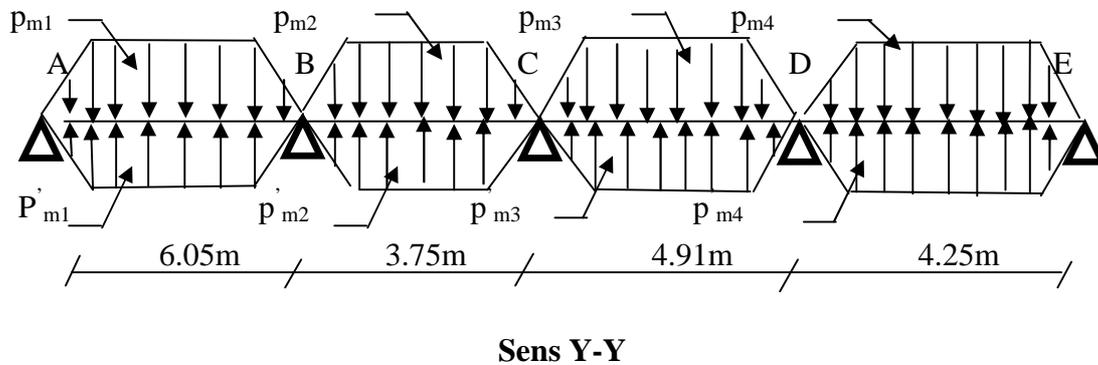


Fig. VI.11: sollicitations sur les nervures longitudinales.

VI.6.1 : Calcul des sollicitations :

✓ **Moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \cdot \text{Avec : } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

✓ **Moment en travée :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

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

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

✓ **Sens longitudinal (YY) :**

• **Exemple de calcul :**

$$\rho_g = 3.39/6.05 = 0.56$$

$$\rho_d = 2.8/6.05 = 0.46$$

✓ **Calcul du poids propre :**

$$G_0 = \gamma_b \times h_t \times b = 25 \times 110 \times 0.65 = 17.87 \text{ KN/m.}$$

$$P_{m1} = 240.81 \text{ KN/m; } P'_{m1} = 206.45 \text{ KN/m.}$$

$$P_m = P_{m1} - P'_{m1} + 1.35 G_0 = 52.23 \text{ KN/m.}$$

Les résultants de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous:

✓ **à L'ELU :**

$$q_u = 158.66 \text{ KN/m}^2.$$

Travée	ρ_g	ρ_d	$P_{m(1..4)}$ (KN/m)	$P'_{m(1..4)}$ (KN/m)	P_m (KN/m)
A-B	0.56	0.46	240.81	206.45	52.23
B-C	0.9	0.74	196.31	181.57	32.61
C-D	0.69	0.57	226.24	198.06	46.05
D-E	0.79	0.65	212.98	190.84	40.01

Tableau VI.5: La charge équivalente de la nervure dans le sens longitudinal à l'ELU.

✓ à l'ELS : $q_s = 113.95 \text{ KN/m}$.

Travée	ρ_g	ρ_d	$P_{m(1..4)}$ (KN/m)	$P'_{m(1..4)}$ (KN/m)	P_m (KN/m)
AB	0.56	0.46	172.95	148.27	42.55
BC	0.9	0.74	140.99	130.41	28.45
CD	0.69	0.57	162.49	142.25	38.11
DE	0.79	0.65	152.96	137.06	33.77

Tableau VI.6: La charge équivalente de la nervure dans le sens longitudinal à l'ELS.

✓ Moments et l'effort tranchant aux appuis à l'ELU et à l'ELS :

Appuis	M_u (KN.m)	M_s (KN.m)	V_u (KN)
A	-43.96	35.81	152.09
B	-197.20	161.60	-197.84
C	-80.83	67.83	122.73
D	-110.24	92.2	-133.3
E	-18.01	15.2	-79.2

Tableau VI.7: Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.

✓ Moments en travées à l'ELU et à l'ELS :

Travée	X(m)	M_{tu} (KN.m)	M_{ts} (KN.m)
AB	2.91	177.5	144.19
BC	3.01	49.37	37.94
CD	2.66	82.71	67.49
DE	2.92	60.38	51.3

Tableau VI.8: Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.

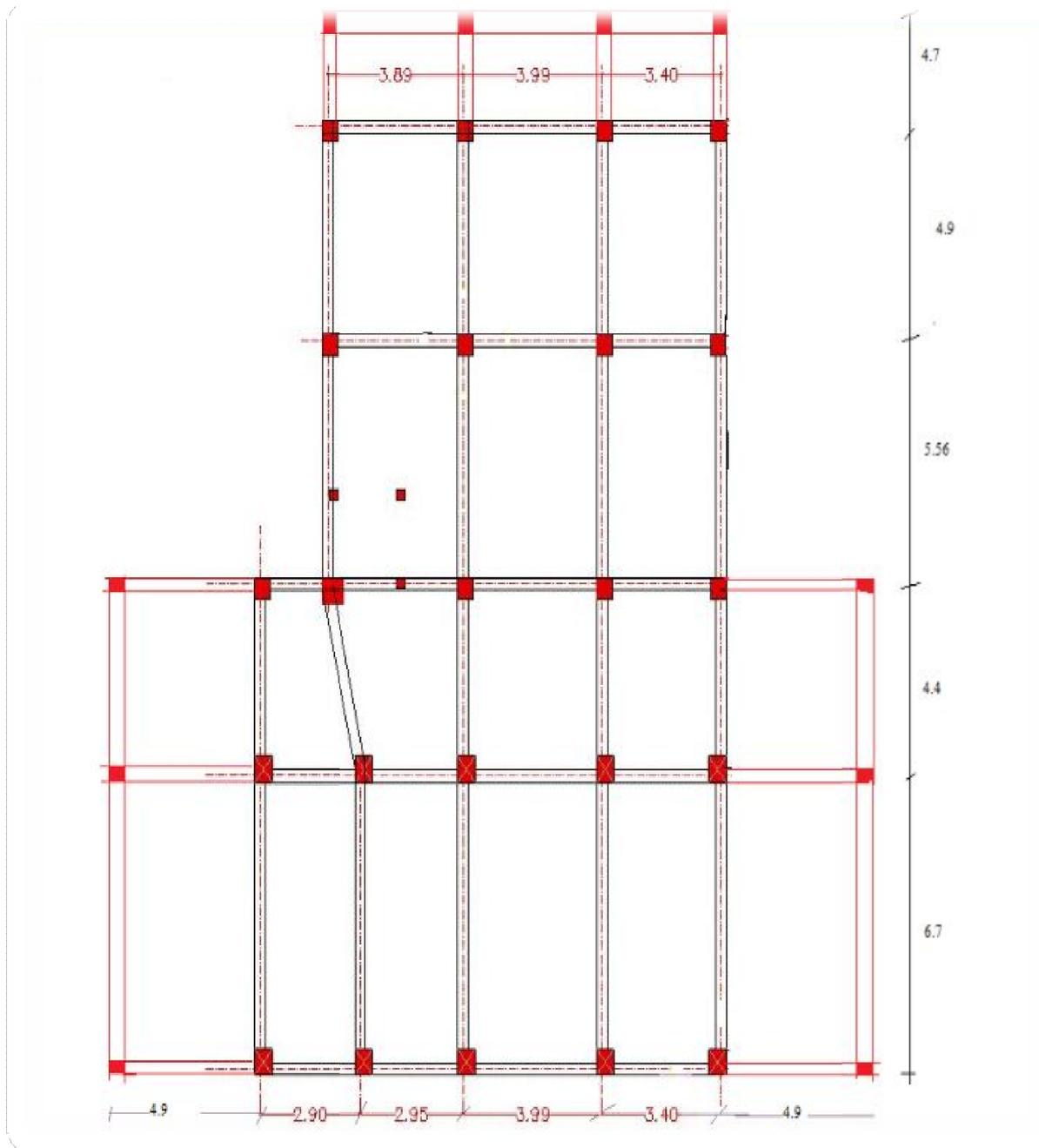


Figure n°3 : Schéma d'un radier avec débord (trame).

➤ Sens transversal x-x :

• Exemple de calcul :

$$P_m = \frac{q}{2} \times \frac{\sum l^2 x_i}{\sum l x_i}$$

➤ à L'ELU :

$$q_u = 158.66 \text{ KN/m}^2$$

$$P_m = \frac{158.66}{2} \times \left(\frac{2.3^2 + 2.35^2 + 3.39^2 + 2.8^2}{2.3 + 2.35 + 3.39 + 2.8} \right) \times 2 = 441.21 \text{ KN/m.}$$

➤ à L'ELS :

$$q_u = 113.95 \text{ KN/m}^2$$

$$P_m = \frac{113.95}{2} \times \left(\frac{2.3^2 + 2.35^2 + 3.39^2 + 2.8^2}{2.3 + 2.35 + 3.39 + 2.8} \right) \times 2 = 316.87 \text{ KN/m.}$$

➤ Moment aux appuis et efforts tranchants :

Appuis	M_u (KN.m)	M_s (KN.m)	V_u (KN)
Appuis A	-69.57	-49.96	536.02
Appuis B	-370.38	-266.00	-743.48
Appuis C	-426.95	-306.63	845.47
Appuis D	-565.58	-406.19	-914.95
Appuis E	95.63	68.68	-611.83

Tableau VI.9 : Moment aux appuis et efforts tranchants.

➤ Moment en travées:

Travées	X(m)	M_u (KN.m)	M_s (KN.m)
A-B	1.21	256.03	183.88
B-C	1.43	81.7	58.67
C-D	1.91	383.11	275.14
D-E	2.01	328.59	235.98

Tableau VI.10 : Moment en travées.

VI.6.2 : Ferrillages des nervures :

Le ferrillage se fera pour une section en Té en flexion simple :

- **Sens y-y :**

$h = 1.1 \text{ m}$

$h_0 = 0.35 \text{ m}$

$b_0 = 0.65 \text{ m}$

$d = h - c = 1.1 - 0.05 = 1.05 \text{ m}$

$b_1 \leq \min \left(\frac{l_y}{10}, \frac{l_x}{2} \right)$

$\Rightarrow b_1 \leq \min (0.605, 1.69)$

$\Rightarrow b_1 \leq 0.605 \text{ m}$

On prend $b_1 = 60 \text{ cm}$

Donc : $b = 2 b_1 + b_0 = 2 \times 60 + 65 = 1.85 \text{ m}$

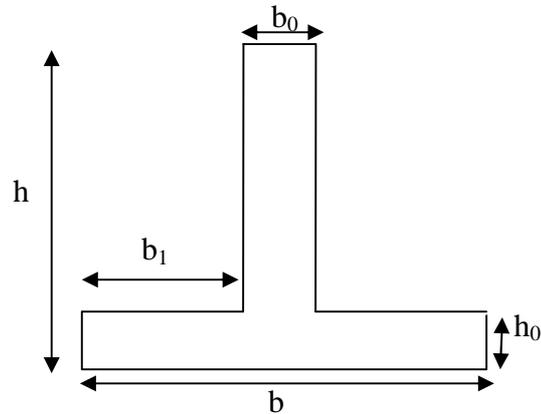


Fig .VI.12: Section   ferrailer.

Les résultats de ferrillage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Sens	Localisation	M_u (KN.m)	$A_{calculé}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix des barres	A_{adopt} (cm^2)
y-y	Travée	177.5	4.87	23.45	8T20	25.13
	Appui	-197.2	5.41	23.45	8T20	25.13

Tableau VI.11: Résumé des résultats dans le sens y-y.

- **Sens x-x :**

$h = 1.1 \text{ m}$

$h_0 = 0.35 \text{ m}$

$b_0 = 0.65 \text{ m}$

$d = h - c = 1.1 - 0.05 = 1.05 \text{ m}$

$b_1 \leq \min \left(\frac{l_y}{10}, \frac{l_x}{2} \right)$

$\Rightarrow b_1 \leq \min (0.339, 3.02)$

$\Rightarrow b_1 \leq 0.339 \text{ m}$

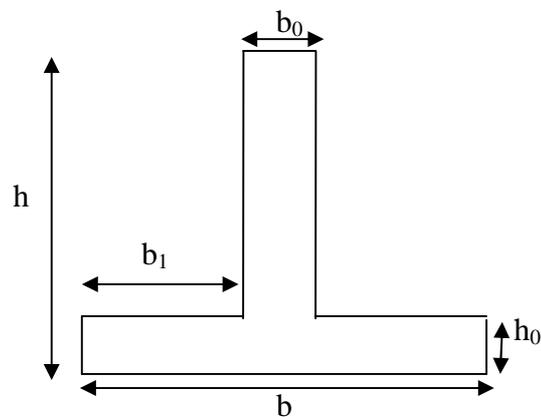


Fig .VI.13 : Section   ferrailer.

On prend $b_1 = 30$ cm

Donc : $b = 2 b_1 + b_0 = 2 \times 30 + 65 = 1.25$ m

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Sens	Localisation	M_u (KN.m)	$A_{calculé}$	A_{min}	Choix des barres	A_{adopt}
x-x	Travée	383.11	11.11	15.84	8T16	16.08
	Appui	565.58	15.70	15.84	8T16	16.08

Tableau VI.12 : Résumé des résultats dans le sens x-x.

VI.6.3 : Vérification :

➤ à L'ELU :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}, 3 \text{Mpa}) = 2.5 \text{Mpa.}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Sens	V_u (KN)	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Remarque
y-y	197.84	0.101	2.5	vérifiée
x-x	914.95	0.69	2.5	vérifiée

Tableau VI.13 : Vérification de l'effort tranchant.

➤ à L'ELS :

✓ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser} \times (d-y)}{I} = \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n f_{tj}}\right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

Calcul de y : $\frac{b}{2} \times y^2 + [15(A+A')] y - 15[A \times d + A' \times d'] = 0.$

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

❖ **En travée :**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	M_t (KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)
Y Y	144.19	18.74	2947398.75	9.16	15	63.23	201.63
X X	275.14	18.29	1946058.45	2.58	15	183.89	201.63

Tableau VI.14: Vérification d'état limite de compression du béton.

❖ **En appui :**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	M_a (KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)
Y Y	161.6	18.74	2947398.75	9.16	15	70.94	201.63
X X	406.19	18.29	1946058.45	3.81	15	271.47	201.63

Tableau VI.15: Vérification d'état limite de compression du béton.

On remarque que la contrainte de l'acier n'est pas vérifiée dans le sens x-x- donc on augmente la section d'acier comme suit : $A_s = 8T20 = 25.13 \text{ cm}^2$.

Sens	M_a (KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)
X X	406.19	22.32	2817744.57	3.21	15	178.78	201.63

Tableau VI.16: Nouvelle vérification des contraintes.

✓ **Armature transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min (31.42; 65; 20)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 20 \text{ mm} ; \text{ Soit : } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

✓ **Espacement des aciers transversaux :**

$$\text{Soit } A_t = 4.71 \text{ cm}^2 = 6T10.$$

$$S_t \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (94.5; 40) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm}.$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{4.71 \times 400}{0.4 \times 65} = 72.46 \text{ cm}.$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{28})} = \frac{4.71 \times 400 \times 0.8 \times 10^{-4}}{0.65 \times (0.69 - 0.3 \times 2.1)} = 38.89 \text{ cm}$$

$$\text{Soit; } S_t = 20 \text{ cm}.$$

VI.6.4 : Schéma de ferrailage des nervures (X X – YY) :

❖ Sens X-X :

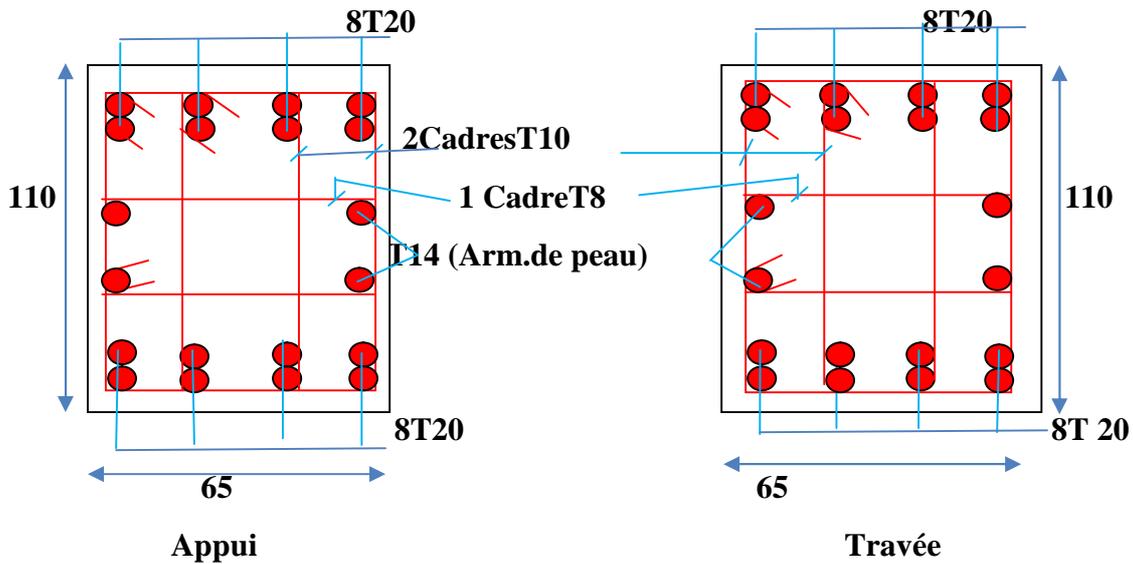


Fig.VI.14: Schéma de ferrailage des nervures transversales.

Sens Y-Y :

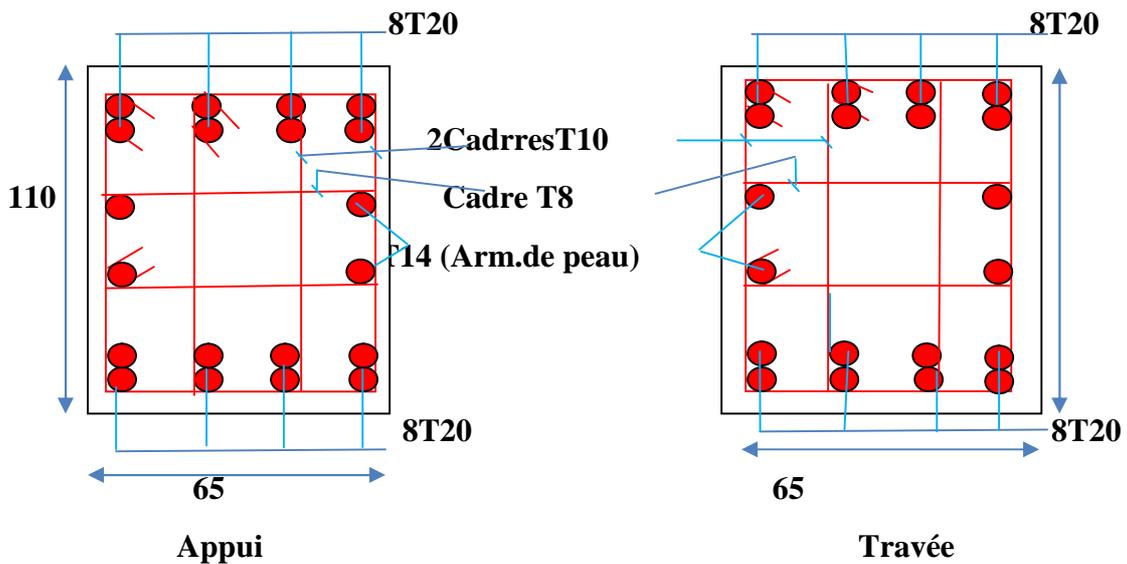


Fig.VI.15: Schéma de ferrailage des nervures longitudinales.

VI.7 : Les voiles périphériques :

VI.7.1 : Définition :

Selon le **RPA99/version 2003** les ossatures au-dessous de niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale de 15cm.

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les armatures dans le voile ne doit pas réduire de sa rigidité d'une manière importante.

VI.7.2 : Dimensionnement des voiles :

- Hauteur : $h=4.30$ m.
- Longueur : $L= 6.7$ m.
- Épaisseur : $e=20$ cm.

VI.7.3 : Caractéristiques du sol :

- ✓ Poids spécifique : $\gamma_h = 19.4 \text{ KN} / \text{m}^2$
- ✓ Angle de frottement : $\varphi = 40^\circ$
- ✓ La cohésion : $C = 0.14 \text{ bar}$

VI. 7.4 : Méthode de calcul :

Le voile périphérique est comme un ensemble de panneaux dalles encastrés en chaque coté. Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à 10 KN/m^2 .

❖ **Sollicitations :**

➤ **La poussée des terres :**

A la base du rideau : la pression $P_1 = \gamma \times h \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

$$P_1 = 4.3 \times (19.4 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{40}{2} \right) - 2 \times 0.14 \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{40}{2} \right)) = 17.57 \text{ KN/m}^2.$$

➤ **Surcharge accidentelle :** $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$P_2 = q \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 10 \times 0.217 = 2.17 \text{ KN} / \text{m}^2$$

VI.7.5 : Ferrailage du voile:

➤ **Calcul à l'ELU :**

$$P_u = 1.35 \times P_1 + 1.5 \times P_2 = 26.97 \text{ KN/m}.$$

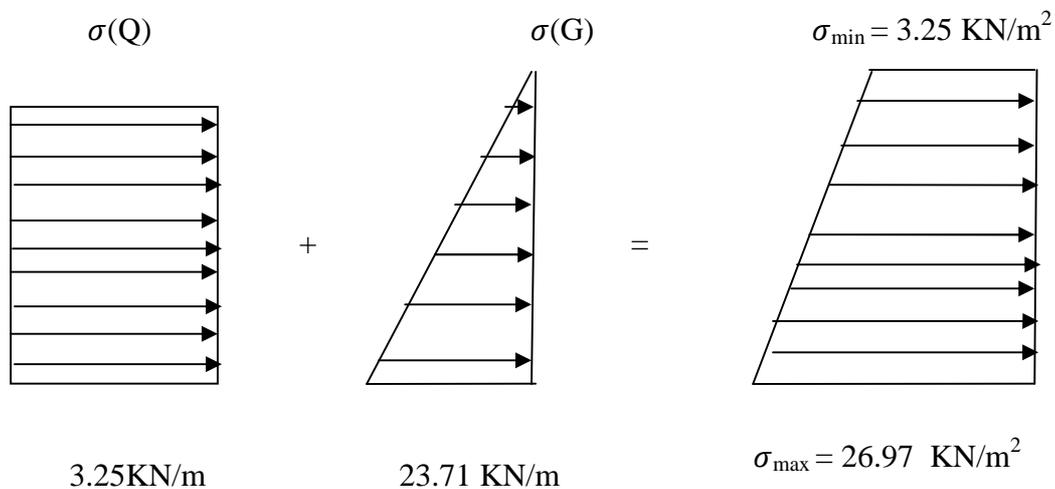


Fig VI.16: Diagramme des contraintes.

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que:

$$L_x = 4.3 \text{ m.}$$

$$L_y = 6.7 \text{ m.}$$

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

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 21.04 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_m * 1 \text{ ml} = 21.04 \text{ KN/m.}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.3}{6.7} = 0.64 \quad \Rightarrow \rho > 0.4 \text{ donc Le panneau travail dans les deux sens.}$$

➤ **à ELU :**

$$\mu_x = 0.0765 \dots \dots \dots \text{Annexe 1}$$

$$\mu_y = 0.3472$$

$$M_x = \mu_x * q_u * L_x^2 = 0.0765 * 21.04 * (4.3)^2 = 29.76 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 10.33 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 25.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 8.78 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 14.88 \text{ KN.m}$$

➤ **Exemple de calcul :**

$$d = 0.9 * e = 0.9 * 0.2 = 0.18 \text{ m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{25.29 * 10^{-3}}{1 * 0.18^2 * 14.2} = 0.054$$

$$\mu_{bu} = 0.054 < \mu_1 = 0.3916 \quad \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - (2 * 0.054)}) = 0.070$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 * 0.070) = 0.174$$

$$A_1 = M_A / (z * f_{st}) = \frac{25.29 * 10^{-3}}{0.174 * 348} = 4.17 \text{ cm}^2$$

Avec $A_{min} = 0.1\% \times b \times h$ condition exigée par le **RPA**.

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times e) = (1 \times 0.20) m^2$.

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Sens		M (KN.m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres
travée	x-x	25.29	4.17	2	6T10 =4.71
	y-y	8.78	1.41	2	6T8 =3.02
Appui		14.88	2.41	2	6T8 =3.02

Tableau VI.17: Ferrailage du voile périphérique.

Espacements :

- **Sens x-x:** $S_t \leq \min (3e ; 33) = 33cm \Rightarrow$ on adopte $S_t = 20$ cm.
- **Sens y-y:** $S_t \leq \min (4e ; 45) = 45cm \Rightarrow$ on adopte $S_t = 20$ cm.

VI.7.6 : Vérifications :

✓ **Effort tranchant :**

$$\tau = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} = 2.5MPa \quad \text{(Fissuration nuisible)}$$

$$V_u = \frac{q_u \times L_y}{2} = \frac{21.04 \times 6.7}{2} = 70.48KN.$$

$$\tau_u = \frac{70.48}{1 \times 0.18} = 0.39MPa < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **à l' ELS :**

$$\mu_x = 0.0819$$

$$\mu_y = 0.5117$$

$$\sigma_{\max} = 1 \times G = 1 \times 17.57 = 17.57 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 1 \times 2.17 = 2.17 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 17.57 + 2.17}{4} = 13.72 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$q_s = \sigma_m \times 1 \text{ml} = 13.72 \text{ KN} / \text{m}.$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L^2 = 0.0819 \cdot 13.72 \cdot (4.3)^2 =$$

20.77 KN.m

$$M_y = \mu_y M_x = 10.63 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 17.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 9.03 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 10.38 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \overline{\sigma}_{bc}.$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}.$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}.$$

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

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Sens		M (KN.M)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	σ_s (Mpa)	remarque
Travée	x-x	17.65	4.38	15906.80	4.85	226.68	Non vérifiée
	y-y	9.03	3.61	12781.15	2.55	152.5	vérifiée
Appui		10.38	3.61	12781.15	2.93	175.29	vérifiée

Tableau VI.18 : Vérification des contraintes.

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée on travée dans le sens x-x donc on augmente la section d'armatures et les nouveaux résultats sont représentés dans le tableau suivant : on prend $A_s = 8T10 = 6.28\text{cm}^2$.

Sens	M (KN.M)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	σ_s (Mpa)	remarque
x-x	17.65	6.28	4.95	20085.40	4.34	172.01	vérifiée

VI.8.7 : Schéma de ferrailage :

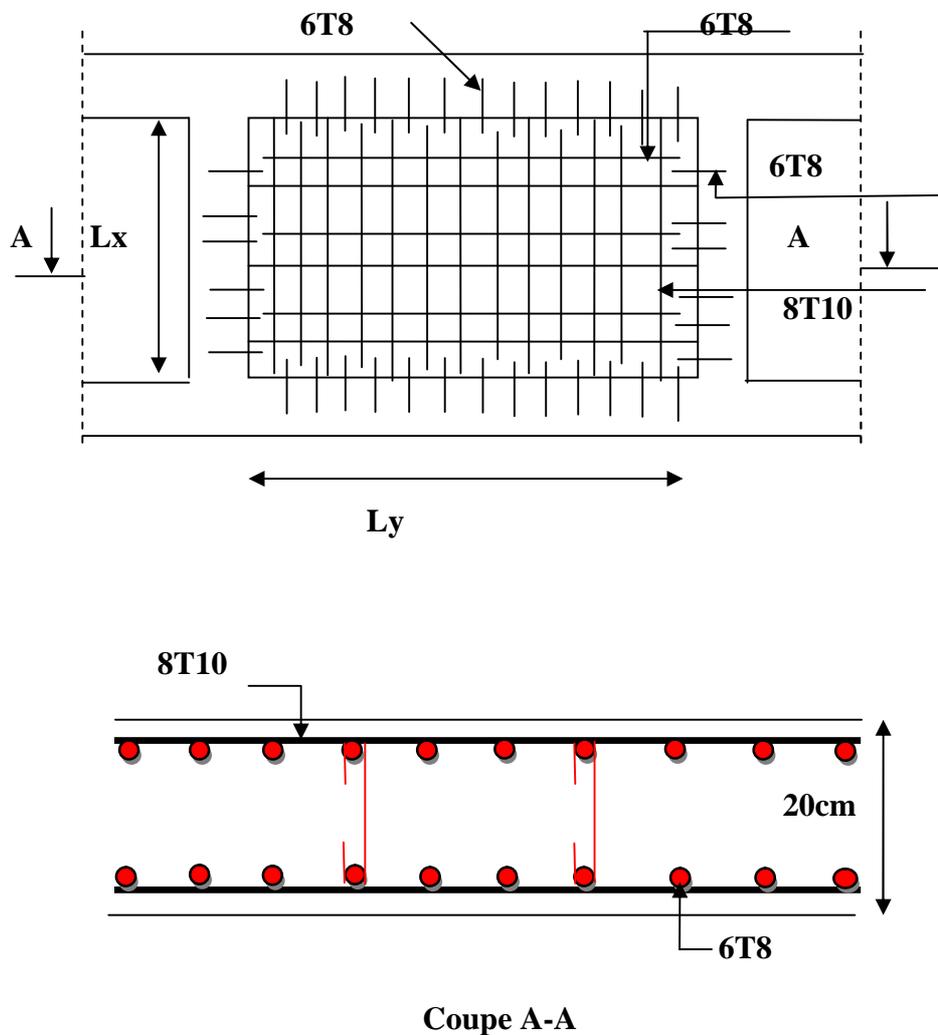


Figure VI .17: Schéma de ferrailage du voile périphérique.

Conclusion :

Ce projet nous a permis d'exploiter les connaissances théoriques acquises, et d'acquérir de nouvelles connaissances complémentaires nécessaires pour la formation d'ingénieur, cela en appliquant les différentes règles de calcul et de conception, et en se familiarisant avec le règlement en vigueur à savoir le RPA99/version2003 et les différents D.T.R.

La nécessité d'un logiciel de calcul nous a poussé à débiter et d'avoir certaines connaissances sur le logiciel SAP2000 version 14.2.2.

Durant notre travail on a pu tirer quelques conclusions suivantes :

- La modalisation doit, autant que possible, englober tous les éléments de la structure ; ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période et permet d'avoir un bon comportement de la structure.
- La justification de l'interaction « voiles-portique » a une influence directe sur deux facteurs :
 - L'économie manifestée par le nombre de voile associée à la structure et les dimensions des poteaux.
 - La réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques, ceci a donné lieu à des sections soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum RPA s'est imposé.
- La longueur des trames revenant au projet influe d'une manière proportionnelle, autant les trames sont grandes autant les efforts sont considérables ce qu'il manifeste par des sections plus grandes.
- La contrainte admissible du sol a une influence directe sur le choix de type de fondation et la profondeur d'encrage de la structure.

En fin, on souhaite que notre travail soit un outil efficace pour les futures promotions.

BIBLIOGRAPHIE

- [2] : **BAEL91** : Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites révisées 99 Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- [1] : **DTR BC-2 .41** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93, B), Edition CGS, Décembre 1993.
- [3] : **DTR BC-2 .41** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93, A), Edition CGS ; Décembre 1993.
- [4] : **DTR BC-2.48** : Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, (RPA99/VERSION 2003) .
- [5]: **DTR BC 2.2** : Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; Edition CGS, Octobre 1988.
- [6] : **M.Belazougui** : calcul des ouvrages en béton armé, Edition OPU, 1996.
- Cahiers de cours de béton armé, 3^{eme} et 1^{ere} année master.
- Mémoires de fin d'étude

CHAPITRE I

CHAPITRE II

CHAPITRE III

CHAPITRE IV

CHAPITRE V

CHAPITRE VI

CONCLUSION

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

LES PLANS

