

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme Master2 en génie civil
Option : Matériau et structure

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+10+S-Sol) à usage d'habitation et commercial
contreventé par un système mixte
(Voiles – Portiques)**

Présenté par :

M^{elle} SACI Karima.
M^{elle} TAHIR Sabrina.

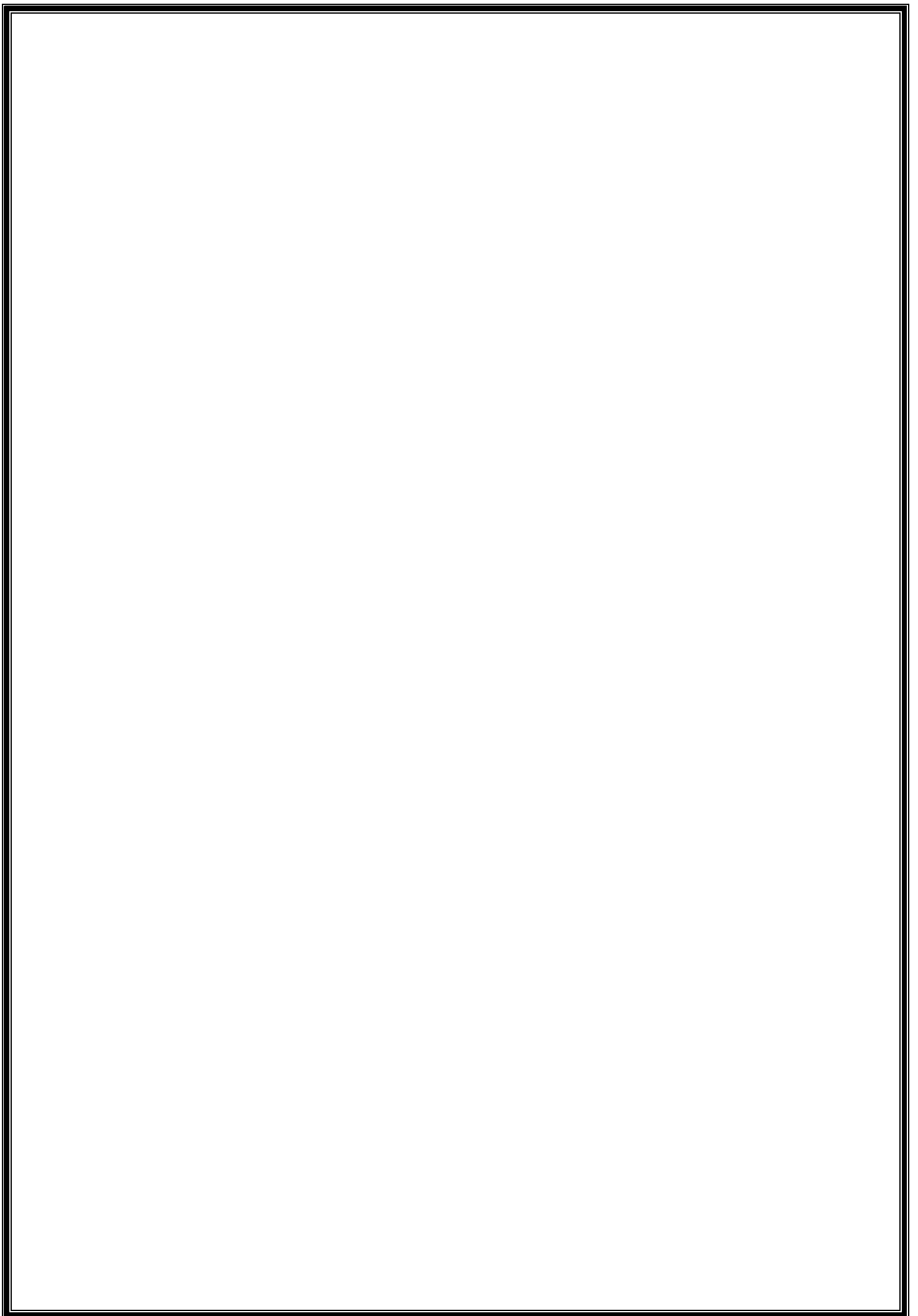
Promotrice:

M^{me} BOUGHAMSA Wassila

Jury:

M^{er} CHELOUAH.N
M^{er} BOUZEROURA. M

Promotion 2014-2015



Liste des figures

- Fig. I.1: Règle des trois pivots..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. I.2: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.**Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. I.3 : Diagramme des contraintes du béton. **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. I.5 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. II.2: La disposition des poutrelles pour les étages courants..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. II.3: Coupe transversale d'une poutrelle. **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. II.4: Différents types de dalles pleines..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig II.6: Détail d'un escalier droit. **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. II.7: Type d'escalier **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. II.8: Hauteur libre entre étage. **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. II.9: Poteau « P₁ » de la descente de charges **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. II.10: Surface afférente de poteau P₂. **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig II.11: Surface afférente. **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig III.2: Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées.**Erreur ! Signet non défini.**
- Fig III.3: Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées. **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig III.8: Schéma de ferrailage de la dalle de compression. **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. III.9: schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. III.10: schéma statique de la dalle pleine sur deux appuis..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig III.22: schéma statique de la poutre brisée..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig III.23: schéma de ferrailage de la poutre brisée..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. III.26: Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).**Erreur ! Signet non défini.**

Fig. IV.1: Spectre de réponse. **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. IV.2: Disposition des voiles. **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. IV.3: 1^{er} mode de vibration $T= 0.878s$ (translation suivant y-y) **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. IV.4: 2^{ème} mode de vibration $T= 0.8037s$ (translation suivant x-x). **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. IV.5: 3^{ème} mode de vibration $T= 0.7823s$ (torsion autour de Z). **Erreur ! Signet non défini.**

Fig V.1: Dispositions constructives des portiques **Erreur ! Signet non défini.**

Fig .V.2: Poutres secondaires du RDC et les étages courant. **Erreur ! Signet non défini.**

Fig V.4: Zone nodale. **Erreur ! Signet non défini.**

Fig .V.6: Dimensionnement d'un nœud de poutre poteau. **Erreur ! Signet non défini.**

Fig.VI.2 : Schéma de ferrailage de radier. **Erreur ! Signet non défini.**

Fig.VI.3: La répartition des charges triangulaire et trapézoïdales. . **Erreur ! Signet non défini.**

Fig.VI.4: Schéma statique équivalent. **Erreur ! Signet non défini.**

Fig.VI.5: La répartition des charges triangulaire et trapézoïdales. . **Erreur ! Signet non défini.**

Fig.VI.6: Schéma statique équivalent **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. VI.7: Section à ferrailer. **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. VI.8: Schémas de ferrailage des nervures : **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. VI.9: Répartition des contraintes sur le voile. **Erreur ! Signet non défini.**

Fig.VI.10: Schéma de ferrailage de voile périphérique. **Erreur ! Signet non défini.**

Liste des tableaux

Tableau I.1 : f_e en fonction du type d'acier.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.1: dimensions des dalles pleins aux niveau d'escalier étage courant.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.2: Les dimensions de l'acrotère.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.3: Dimensions des voiles.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.4: Charge du plancher de la terrasse inaccessible.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.5 : charge du plancher d'étage courant.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.6. Charge des dalles pleines.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.7 : Charge du mur en double cloisons.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.8: Charge sur les paliers des escaliers.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.9: Charge sur les volées.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.10: Surcharges des planchers « Q ».	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.11: Poids propres des planchers.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.12: Poids propres des poteaux	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.13: poids propres des poutres.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.1: Les Types de poutrelles.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.2: Combinaisons d'actions et charges et surcharges sur les poutrelles.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.3 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles type 3 du plancher étage courant.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.4 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles Type 3 du plancher étage courant.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.5 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible	Erreur ! Signet non défini.

Tableau III.6 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.7 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.8 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.9: Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher service. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.10 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage service **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.11 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commerce **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.12 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commercial **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau.III.13. Sollicitation maximal dans les poutrelles des différentes planchers **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.14: Ferrailage des poutrelles de planchers étage courant. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.15: Ferrailage des poutrelles de planchers terrasse inaccessible. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.16: Ferrailage des poutrelles de planchers étage commercial. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.17: Ferrailage des poutrelles de planchers étage service **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.18: Vérification des armatures longitudinales et de cisaillement **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.20: Vérifications des états limites de déformation des différentes poutrelle **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.22: Contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.25: Résultats de ferrailage de la dalle pleine. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.26: Vérification des contraintes à l'ELS. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.27: Vérification de la flèche à l'ELS. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau.III.29: Ferrailage de la 2^{ème} volée. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.30: Vérification de la contrainte dans la volée. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.31: Vérification de la flèche dans la volée. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.33: Les armatures transversales. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.34: Charge permanente revenant à l'acrotère. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.35: Combinaisons d'action de l'acrotère. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.1: Valeurs des pénalités P_q **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.2: Les valeurs de RPA 99 (Tableau 4.2). **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.3: Les valeurs du coefficient C_T **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.4: Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.5: Vérification sous charges verticales. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.6: Vérification sous charges horizontales. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.7: Vérification de l'effort normal réduit. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.8. Vérification de la résultante des forces sismiques **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.9: Vérification des déplacements. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.10: Vérification de l'effet $P-\Delta$ **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.1: Ferrailage des poutres principales et secondaires. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.2: Vérification des contraintes tangentielles. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.3: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.4: Vérification de l'état limite de compression du béton **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.5: Vérification de la flèche pour les poutres..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.6: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.7: Sollicitations dans les poteaux **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.8: Ferrailage des poteaux..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.9: Calcul des armatures transversales **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.10: Vérification du flambement pour les poteaux. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.11: Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.12: Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.13: Les moments résistants dans les poteaux **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.14. Vérification de la zone nodale **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.15: Récapitulation des efforts et moments dans les voiles. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 16: Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} et V_{x4} dans tous les niveaux.. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI .1. Section des armatures du radier **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.3. Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.4. Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.5. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens X-X) **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.7 .Vérification de l'effort tranchant. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.8. Résumé des résultats (vérification des contraintes). **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.10: Section des armatures du voile périphérique. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.9: Résumé des résultats (vérification des contraintes). **Erreur ! Signet non défini.**

Sommaire

I.1. Introduction	Erreur ! Signet non défini.
I.2. Présentation de l'ouvrage	Erreur ! Signet non défini.
I.3. Caractéristiques de la structure	Erreur ! Signet non défini.
I.3.1 Caractéristiques géométriques	Erreur ! Signet non défini.
I.3.2. Rapport de sols	Erreur ! Signet non défini.
I.2.3. Usage de la structure	Erreur ! Signet non défini.
I.4. Description technique de l'ouvrage	Erreur ! Signet non défini.
I.6. Hypothèses fondamentales de calcul aux états limites	Erreur ! Signet non défini.
I.6.1. Définition de l'état limite	Erreur ! Signet non défini.
I.6.2 Les hypothèses de calcul	Erreur ! Signet non défini.
I.6.2.1 E.L.U	Erreur ! Signet non défini.
I.6.2.2 E.L.S	Erreur ! Signet non défini.
I.7.Actions et sollicitations	Erreur ! Signet non défini.
I.7.1 les actions	Erreur ! Signet non défini.
I.7.1.1 Définitions	Erreur ! Signet non défini.
I.7.1.2 Valeurs caractéristiques des actions	Erreur ! Signet non défini.
I.7.1.3. Valeurs de calcul des actions	Erreur ! Signet non défini.
I.7.2. Les sollicitations	Erreur ! Signet non défini.
I.8. Caractéristique des matériaux	Erreur ! Signet non défini.
I.8.1. Le béton	Erreur ! Signet non défini.
I.8.1.1. Définition	Erreur ! Signet non défini.
I.8.1.2. Composition du béton	Erreur ! Signet non défini.
I.8.1.3 Résistance caractéristique du béton	Erreur ! Signet non défini.
I.8.2.2 Résistance caractéristique de l'acier	Erreur ! Signet non défini.
I.9. Conclusion	Erreur ! Signet non défini.

II.1. Introduction	Erreur ! Signet non défini.
II.2. Prédimensionnement des éléments non structuraux	Erreur ! Signet non défini.
II.2.1. Plancher à corps creux	Erreur ! Signet non défini.
II.2.1.1. Les poutrelles.....	Erreur ! Signet non défini.
II.2.2. Plancher à dalle pleine	Erreur ! Signet non défini.
II.2.3. Les escaliers.....	Erreur ! Signet non défini.
II.2.3.1. Types d'escaliers	Erreur ! Signet non défini.
II.2.4. L'acrotère	Erreur ! Signet non défini.
II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux	Erreur ! Signet non défini.
II.3.1. Les voiles	Erreur ! Signet non défini.
II.3.2. Les poutres.....	Erreur ! Signet non défini.
II.3.2.1. Les poutres principales	Erreur ! Signet non défini.
II.3.2.2. Les poutres secondaires	Erreur ! Signet non défini.
II.3.3. Les poteaux.....	Erreur ! Signet non défini.
II.4.3. Dalles pleines.....	Erreur ! Signet non défini.
II.4.4. Murs extérieurs	Erreur ! Signet non défini.
II.5. Descente de charge (D.T.R.B.C.2-2).....	Erreur ! Signet non défini.
II.5.1. La loi de dégression des charges d'exploitation.....	Erreur ! Signet non défini.
II.5.2. Descente de charge pour le poteau P_1	Erreur ! Signet non défini.
II.5.3. Descente de charge pour le poteau P_2	Erreur ! Signet non défini.
II.5.4. Calcul de l'effort normal ultime N_u	Erreur ! Signet non défini.
II.5.5. Vérifications	Erreur ! Signet non défini.
II.5.5.1. Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité	Erreur ! Signet non défini.
II.5.5.2. Vérification des conditions du RPA99/version 2003	Erreur ! Signet non défini.
III.5.5.3. Vérification au flambement.....	Erreur ! Signet non défini.
II.6. Conclusion	Erreur ! Signet non défini.

III.1. Introduction **Erreur ! Signet non défini.**

Les éléments secondaires à étudier dans ce chapitre sont : les planchers, l'escalier, les dalles pleines, poutres de chaînage, l'acrotère et l'ascenseur..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.2.1 Etude des poutrelles **Erreur ! Signet non défini.**

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous les charges permanentes et les charges d'exploitation, deux méthodes sont applicables pour déterminer les sollicitations: **Erreur ! Signet non défini.**

III.2.1.1 La méthode forfaitaire **Erreur ! Signet non défini.**

III.2.1.2 Méthode de Caquot **Erreur ! Signet non défini.**

III.2.1.3 Différentes types de poutrelles **Erreur ! Signet non défini.**

les différents types de poutrelles sont résumés dans le tableau suivant: **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.1: Les Types de poutrelles..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.2.1.4 Calcul des charges revenant aux poutrelles..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.2.1.5 Calcul des sollicitations revenant aux poutrelles **Erreur ! Signet non défini.**

III.2.6 Ferrailage de la dalle de compression **Erreur ! Signet non défini.**

III.3 Etude des dalles pleines..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.1. Introduction **Erreur ! Signet non défini.**

III.4. Etude de l'ascenseur : **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.1. Définition: **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.2. Etude de la dalle pleine du local machinerie **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.2.1. Evaluation des moments sous charge concentrée..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.2.2. Ferrailage..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.5 Etude des escaliers : **Erreur ! Signet non défini.**

III.5.1 Type1 (les étages courants) : **Erreur ! Signet non défini.**

III.6 Etude de l'acrotère **Erreur ! Signet non défini.**

III.5.1 hypothèses de calcul : **Erreur ! Signet non défini.**

III.5.2. Evaluation des charges et surcharges : **Erreur ! Signet non défini.**

III.5.2.1. Charge verticale.....	Erreur ! Signet non défini.
III.5.5 Ferrailage de l'acrotère.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.1 Introduction	Erreur ! Signet non défini.
IV.2 Méthode de calcul	Erreur ! Signet non défini.
IV.2.1 Méthode statique équivalente.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.2.2 Méthode d'analyse par accélérogramme	Erreur ! Signet non défini.
IV.2.3 Méthode d'analyse modale spectrale.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.3 Exigences du RPA99/2003 pour les systèmes mixtes	Erreur ! Signet non défini.
IV.4. Modélisation et résultats	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.1. Description du logiciel SAP 2000.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.2. Disposition des voiles de contreventement.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.3. Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique	Erreur ! Signet non défini.
non défini.	
IV.4.3.1. Déformation modale	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.3.2. Périodes des vibrations et participation massique....	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.3.3. Vérification de l'effort normal réduit.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.3.4. Vérification de la résultante des forces sismiques ...	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.3.5. Justification vis à vis des déformations.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.3.6. Justification vis à vis de l'effet P- Δ [RPA (5.9)]	Erreur ! Signet non défini.
IV.5. Conclusion	Erreur ! Signet non défini.
V.1. Introduction	Erreur ! Signet non défini.
V.2. Etude des poutres.....	Erreur ! Signet non défini.
V.2.1. Introduction	Erreur ! Signet non défini.
V.2.2. Ferrailage.....	Erreur ! Signet non défini.
V.2.3. Dispositions constructives des portiques.....	Erreur ! Signet non défini.
V.2.4. Recommandation de BAEL.....	Erreur ! Signet non défini.
V.2.5. Calcul du ferrailage	Erreur ! Signet non défini.

V.2.6. Vérification des armatures selon le RPA 99/2003	Erreur ! Signet non défini.
V.2.7. Les armatures transversales	Erreur ! Signet non défini.
V.2.9. Vérification à l'ELS	Erreur ! Signet non défini.
V.2.10. Schéma de ferrailage des Poutres	Erreur ! Signet non défini.
V.3. Etude des poteaux	Erreur ! Signet non défini.
V.3.1. Introduction	Erreur ! Signet non défini.
V.3.3. Sollicitations de calcul	Erreur ! Signet non défini.
V.3.4. Calcul du ferrailage	Erreur ! Signet non défini.
V.3.5. Résultats de ferrailage des armatures transversales	Erreur ! Signet non défini.
V.3.6 .Vérifications	Erreur ! Signet non défini.
V.3. Étude des voiles	Erreur ! Signet non défini.
V.3.1. Introduction	Erreur ! Signet non défini.
V.3.2. Recommandations du RPA99	Erreur ! Signet non défini.
V.3.3. Sollicitations de calcul	Erreur ! Signet non défini.
V.3.4.1. Ferrailage des voiles dans le sens x-x	Erreur ! Signet non défini.
V.3.4.2. Ferrailage des voiles dans le sens y-y	Erreur ! Signet non défini.
V.3.4.2. Schémas de ferrailage	Erreur ! Signet non défini.
V.3.5. Conclusion	Erreur ! Signet non défini.
VI.1. Introduction	Erreur ! Signet non défini.
VI.2. Choix du type des fondations	Erreur ! Signet non défini.
VI.3. Dimensionnement des fondations	Erreur ! Signet non défini.
VI.4. Calcul de la surface des fondation	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.1. Radier général	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.1.1. Dimensionnement	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.1.2. Les vérifications	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.1.2. Ferrailage du radier	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.1.3. Ferrailage des nervures	Erreur ! Signet non défini.

VI.5.Voile périphérique.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.5.1.Introduction	Erreur ! Signet non défini.
VI.5.2. Dimensionnement des voiles	Erreur ! Signet non défini.
VI.5.3.Caractéristiques du sol	Erreur ! Signet non défini.
VI.5.4. Evaluation des charges et surcharges.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.5.5. Ferrailage du voile	Erreur ! Signet non défini.
VI.5.6. Vérifications.....	Erreur ! Signet non défini.

Introduction générale

Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment.

Alors, pour mieux bâtir il faut ce protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol.

Les tremblements de terre sont précéder par une période d'accumulation de tension dans la croûte terrestre .a un certain moment, il suffit d'une énergie plus faible pour amener le déclenchement d'un séisme, l'intensité des ces forces sismique agissant sur un bâtiment lors d'un séisme est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicité.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène, il doit appliqué le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (R+10+sous sol), il regroupe à la fois commerces services et logements d'habitations et il est contreventé par un système mixte (voiles portiques).

Ce travail est structuré en six chapitres principaux. Après avoir présenté le projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements au premier chapitre, on a près dimensionné les éléments du bâtiment au chapitre deux.

Au chapitre trois, nous avons calculé tous les éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère. Nous avons ensuite effectué une étude dynamique dans le quatrième chapitre afin de trouver un bon comportement de notre structure par la mise en place des voiles porteurs. Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du *RPA99 version 2003*. Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel *SAP2000*. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre cinq et en fin l'étude des fondations fera l'objet du sixième chapitre.

Tous les calculs ont était mené en utilisant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment *CBA93*, *BAEL91*, *RPA99 version 2003* et les différents *DTR*.

Introduction générale

I.1. Introduction

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de notre projet fin d'étude est l'étude d'une construction(R+10+ un Sous Sol) à usage multiple qui regroupe commerces, services et logements d'habitation, classé dans le groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne) selon la classification du *RPA99 version 2003* (article 3.2).

L'ouvrage sera implanté à Bouira, qu'est une zone de moyenne sismicité (zone II_a) selon le *RPA 99 version 2003*.

I.3. Caractéristiques de la structure

I.3.1 Caractéristiques géométriques

- Largeur en plan..... $L_y=20.4\text{m}$;
- Longueur en plan..... $L_x= 25\text{m}$;
- La hauteur total..... $H_t=37,66\text{ m}$;
- La hauteur de sous sol..... $h_{SS}=2,38\text{m}$;
- La hauteur de 1^{er} et 2^{eme} étages..... $h_{1,2}=3,4\text{m}$;
- La hauteur de RDC..... $h_{RDC}=4,08\text{m}$;
- La hauteur d'étage courant..... $h_{ec}=3,06\text{m}$;
- La hauteur de mur de soutènement..... $H=10,88\text{m}$.

I.3.2. Rapport de sols

La synthèse des essais de laboratoire et in-situ effectués sur le site devant recevoir les logements promotionnels à Bouira ne permet de conclure que le terrain est constitué par:

Des formations alluvionnaires argileuses plus au moins caillouteuses en surface suivies d'une argile marneuse en profondeur avec présence de lentilles de calcaire.

Ces formations géologiques présentent un bon pouvoir porteur. D'après ce rapport de sol on peut classer notre sol en classe S3 (sol meuble). Le taux de travail à adopter pour le calcul des fondations sera de 1.5 bar.

La sous face des fondations devrait être à au moins 3,2 m de profondeur par rapport à la cote du terrain naturel.

Les résultats tirés du rapport de sol sont :

- La contrainte admissible $\sigma_{adm}=1,5\text{bars}$;
- La hauteur d'encrage $D =3,2\text{m}$.

I.2.3. Usage de la structure

Chaque étage de ce bâtiment à un usage bien précis :

- parking → (sous-sol);
- Commercial → (RDC, étage 03);
- Service → (étage 01,02);
- Habitation pour le reste des étages → (03,04,05,06,07,08,09,10).

I.4. Description technique de l'ouvrage

I.4.1. Ossature

Selon le RPA99 version 2003 pour toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone II_a , il est indispensable d'introduire des voiles porteurs, c'est pour cette raison que nous optons pour un système de contreventement mixte (portiques –voiles) avec justification d'interaction portique-voile qui doit vérifier les conditions suivantes :

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

I.4.2. Plancher

Constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.

I.4.3. Les balcons

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

I.4.4. Les escaliers

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

I.4.5. La terrasse

Elle est inaccessible

I.4.6. L'acrotère

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher de la terrasse inaccessible.

I.4.7. Maçonnerie

- Les murs extérieurs sont en double parois de briques creuses (la paroi interne et la paroi externe sont de 10 -15cm d'épaisseur, séparées d'un vide d'air de 5 cm d'épaisseur).
- Les cloisons de répartition sont en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- Carrelage de 2cm.
- Revêtement ciment (3cm pour les murs et 2cm pour les escaliers).
- Revêtement Plâtre (2cm pour les murs intérieurs et de 3cm pour le plafonds).

I.4.8. L'infrastructure

Elle sera réalisée en béton armé et elle assure les fonctions suivantes :

- Transmettre les charges horizontales et verticales au sol;
- Limiter les tassements;
- Réaliser l'encastrement de la structure à la base.

I.5. Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- RPA99 /version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes)..
- CBA93 (Code du béton armé).
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- BAEL91/version 99.
- DTR BC2.33.2 (Règles de calcul des fondations superficielles).

I.6. Hypothèses fondamentales de calcul aux états limites**I.6.1. Définition de l'état limite**

On appelle un état limite, un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Les ouvrages et les éléments d'ouvrages doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante durant

toute la période d'exploitation. Un état limite est donc atteint lorsque une condition requise d'une construction est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification dans le sens défavorable d'une des actions agissant sur elle, on distingue deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

a) Etat limite ultime ELU

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- 1) Etat limite de l'équilibre statique;
- 2) Etat limite de résistance de l'un des matériaux;
- 3) Etat limite de stabilité de forme : flambement.

b) Etat limite de service ELS

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- 1) Etat limite d'ouverture des fissures;
- 2) Etat limite de déformation : flèche maximale;
- 3) Etat limite de compression du béton.

I.6.2 Les hypothèses de calcul

I.6.2.1 E.L.U

CBA93 (article A.4.3.2)

- 1) Conservation des sections planes.
- 2) Il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.

- 3) La résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4) L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- 5) Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6) Le diagramme contrainte déformation $(\sigma;\varepsilon)$ de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas
- 7) On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.
- 8) La règle des trois pivot:

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la (fig I.1). On distingue trois domaines :

- Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

- Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.

- Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux $3/7$ de la hauteur totale h de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables de la figure I.1) : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

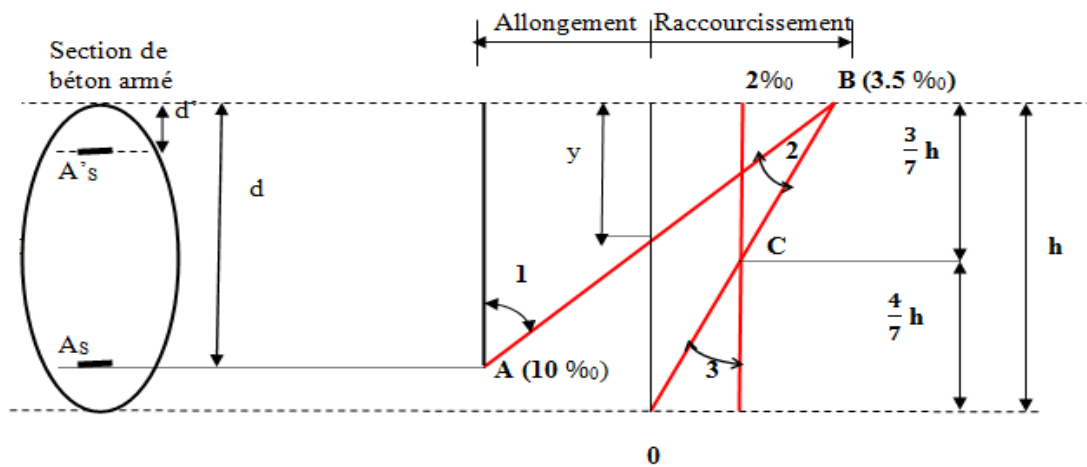


Fig. I.1: Règle des trois pivots.

Avec:

- d: la hauteur utile;
- h: la hauteur totale;
- y: la hauteur variable de l'axe neutre.

I.6.2.2 E.L.S

BAEL91 (article IV.1)

- 1) Les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.
- 2) Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques
($\sigma = E\varepsilon$)
- 3) Le rapport: $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s : module de Young de l'acier; n: coefficient d'équivalence acier-béton.
- 4) On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé
- 5) Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

I.7.Actions et sollicitations

I.7.1 les actions

I.7.1.1 Définitions

Les actions sont les forces et les couples 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.7.1.2 Valeurs caractéristiques des actions

✓ Les actions permanentes (G)

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

- Le poids propre de la structure;
- Cloisons, revêtement, superstructures fixes;
- 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 (neige et vent).
- Les effets thermiques.
- Les actions accidentelles (FA) :ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :
 - Les chocs.

- Les séismes.
- Les explosions.
- Les feux.

I.7.1.3. 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 calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

a. Combinaison d'action à l'ELU

✓ Situation durable ou transitoire

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + 1,5Q_1 + \sum 1,3\psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

✓ Situations accidentelles

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$$

F_A : Valeur nominale 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.

$$\psi_{1i} \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b. Combinaison d'action à l'E L S

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

$\psi_{0i} = 0,6$ pour l'effet de la température.

Avec :

- G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorable.
- G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorable.
- Q_1 : action variable de base.
- Q_i : action variable d'accompagnement.

c. Combinaisons de calcul :

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- Situations durables : ELU: $1,35G + 1,5Q$
 ELS : $G + Q$
- Situations accidentelles : $G + Q + E$
 $0,8G + E$

I.7.2. Les sollicitations

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

I.8. Caractéristique des matériaux**I.8.1. Le béton****I.8.1.1. Définition**

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

I.8.1.2. Composition du béton

Pour un mètre cube du béton courant est composé de :

350Kg de ciment (CPA 325).

400l Sable ($0 < D_g < 5\text{mm}$).

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

175l d'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique apparente qui varie entre 2200 Kg/m^3 et 2500 Kg/m^3 .

I.8.1.3 Résistance caractéristique du béton

a) Résistance caractéristique en compression f_{cj}

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »). Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais 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 fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

✓ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$.

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 60j;$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{si } j > 60j.$$

- ✓ Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

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

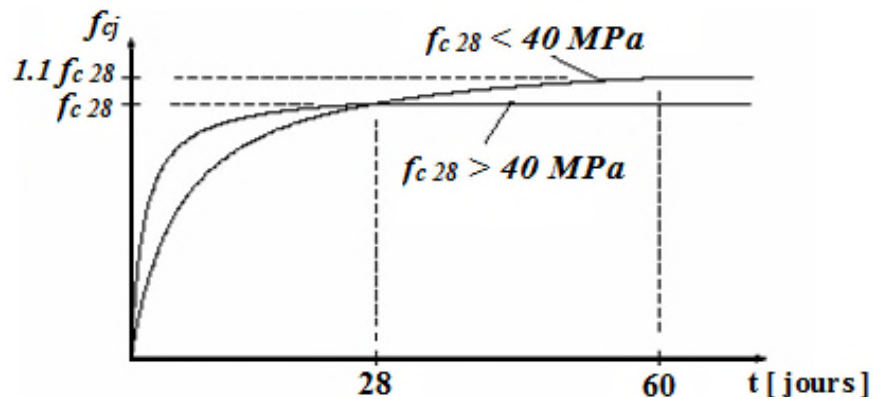


Fig. I.2: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

Pour 1m^3 de béton courant doser à 350 kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} . Comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend $f_{c28} = 25$ MPa.

b. Résistance à la traction f_{tj}

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- ✓ 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, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa .}$$

$$f_{tj} = 0,275f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25\text{Mpa}$; $f_{t28} = 2,1\text{Mpa}$.

c. Contrainte limite

c. 1. Etat limite ultime

✓ Contrainte ultime de compression

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

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

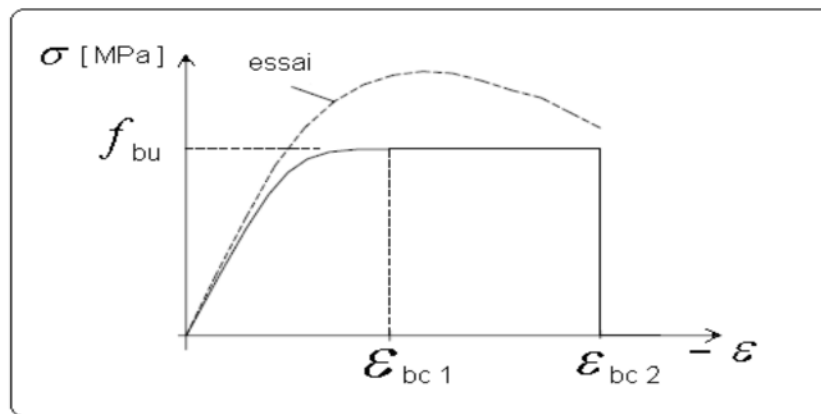


Fig. I.3 : Diagramme des contraintes du béton.

Avec:

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

γ_b : Coefficient de sécurité: $\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires;

$\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles.

et: $f_{bu} = 14,20$ MPa pour : $\gamma_b = 1,5$.

$f_{bu} = 18,48$ MPa pour : $\gamma_b = 1,15$

✓ **Contrainte ultime de cisaillement**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{aadm}$

$$\tau_{aadm} = \min (0,2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{aadm} = \min (0,15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa}) \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

Dans notre cas on a $f_{c28}=25\text{Mpa}$ donc :

$$\tau_{aadm}=3,33\text{Mpa} \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{aadm}=2,5\text{Mpa} \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

c .2. Etat limite de service

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité

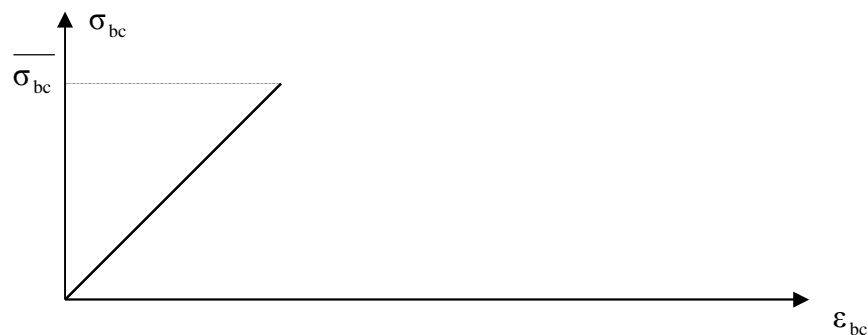


Fig. I.4: Diagramme contrainte – déformation du béton

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

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

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

d. Déformation longitudinale du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj}

✓ **Le module de déformation longitudinale instantané**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad , \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164 \text{ MPa.}$$

✓ **Le module de déformation longitudinale différé**

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule:

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

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3}.$$

Pour les vérifications courantes : j > 28 jours on a :

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa on a : } \quad E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa;}$$

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa.}$$

✓ **Module déformation transversale**

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} \quad (\text{Module de glissement}).$$

Avec: E: Module de Young;

V: Coefficient de poisson.

$$G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa}$$

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

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

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec:

ξ_t : déformation limite transversale.

ξ_L : déformation limite longitudinale

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0

Pour le calcul des déformations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

I.8.2 L'acier

I.8.2.1 Définition

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=200\ 000$ MPa.

I.8.2.2 Résistance caractéristique de l'acier

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

Principales armatures utilisés

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

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

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1.

I.8.2.3 Contrainte limite

a) Etat limite ultime

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

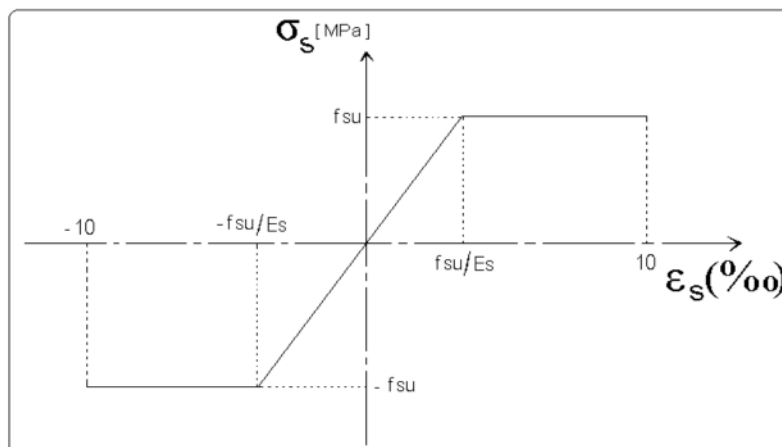


Fig. I.5 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Avec: $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s} .$$

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.} \quad \begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 & \text{cas de situations durable où transitoire.} \end{cases}$$

b) Etat limite de service

Nous avons pour cet état :

✓ Fissuration peu nuisible;

✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$;

✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$.

Avec: η : Coefficient de fissuration;

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL);

$\eta = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

I.9. Conclusion

Après la définition des matériaux à utiliser et les différentes règles régissant le domaine de construction nous allons les appliquer dans les chapitres suivants.

II.1. Introduction

L'objectif du Pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

II.2. Prédimensionnement des éléments non structuraux

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure.

II.2.1. Plancher à corps creux

Se sont les planchers les plus utilisés dans le bâtiment courants (habitation, bureaux, commerce,...).

Ce type de plancher est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance;
- Poutrelles : éléments résistants du plancher;
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm;
- Treillis soudés.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{Article B.6.8.4.2.4}).$$

Avec :

L_{max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : La hauteur totale du plancher.

$$L_{max} = 440 - b_{poutre} \rightarrow L_{max} = 440 - 30 = 410\text{cm}.$$

$$h_t \geq \frac{410}{22.5} = 18,22 \text{ cm.}$$

On adopt: $h_t = 20 \text{ cm.}$

Avec: $\begin{cases} 16 \text{ cm: la hauteur de corps creux.} \\ 4 \text{ cm: la hauteur de la dalle de compression.} \end{cases}$

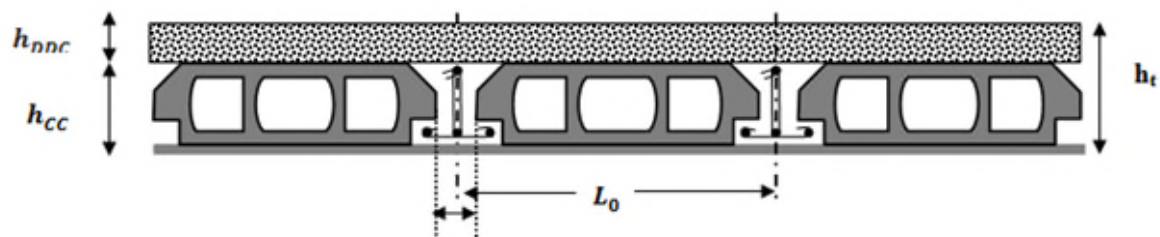


Fig. II.1: Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

L_0 : distance entre axe des poutrelles;

b_0 : largeur de la nervure.

III.2.1.1. Les poutrelles

a) Définition

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou en précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

b) Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

1. Le critère de la petite portée.
2. Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure suivante:

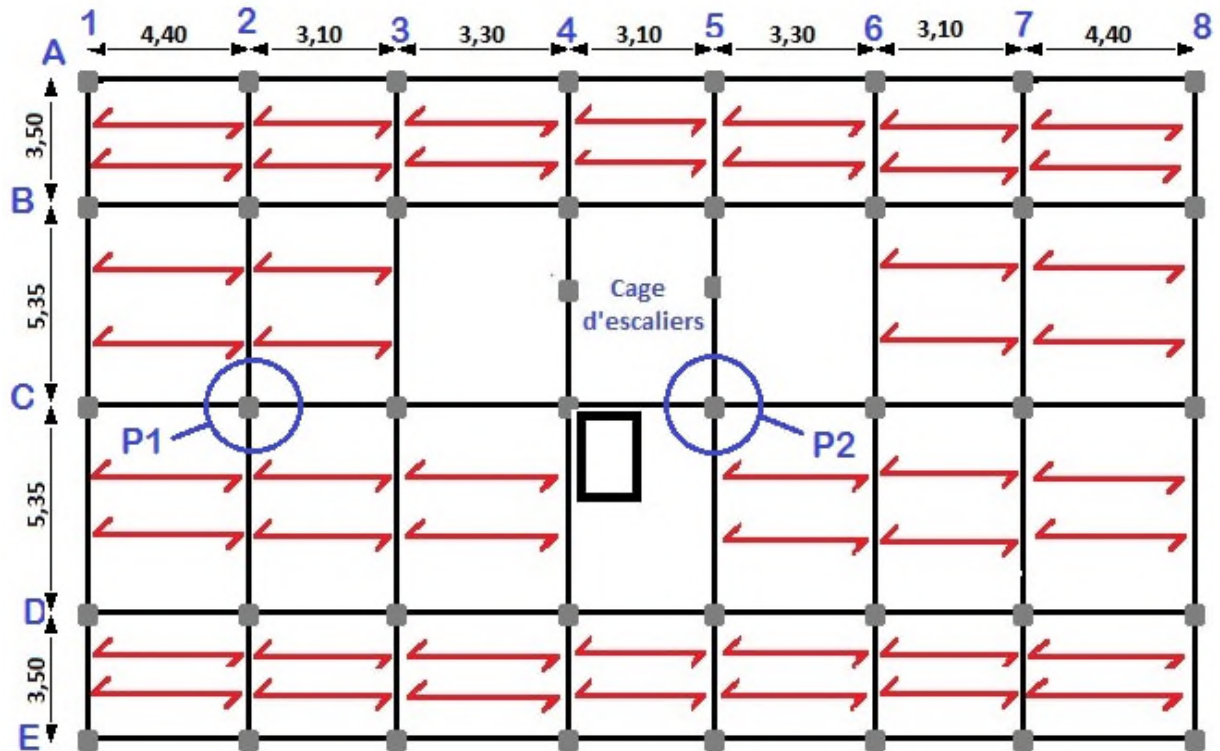


Fig. II.2: La disposition des poutrelles pour les étages courants.

c) Dimensionnement des poutrelles

Détermination de la largeur de la table de compression

La largeur de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min \left[\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right].$$

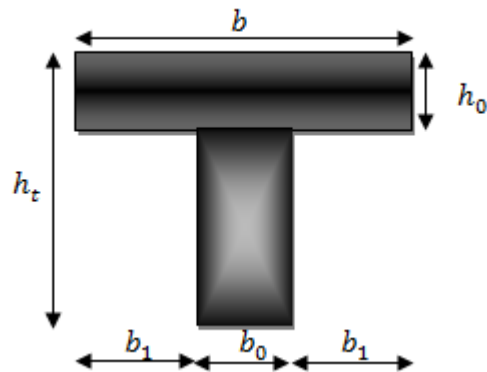


Fig. II.3: Coupe transversale d'une poutrelle.

avec:

- h_t : hauteur totale du plancher;
- h_0 : hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm);
- b_0 : largeur de la nervure est choisie parfaitement entre 8 à 14cm;
- $b_0 = 12$ cm;
- L_x : distance entre nus de poutrelle;
- $L_y = 440$ cm distance entre axes d'appuis des poutrelles principales;
- b : largeur efficace de la dalle donnée par la formule suivante :

Ou :

$$L_x = L_0 - b_0 \rightarrow L_x = 65 - 10 = 53 \text{ cm.}$$

Donc: $L_x = 55$ cm, $L_y = 440$ cm.

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min \left[\frac{55}{2} ; \frac{440}{10} \right] = \min [26.5 ; 44].$$

$$b \leq (26,5 + 5) \times 2 = 63 \text{ cm.}$$

On adopte pour $b = 65$ cm.

II.2.2. Plancher à dalle pleine

a) Définition

Une dalle pleine est un élément surfacique dont une dimension « e » est plus petite que la largeur et la longueur, La dalle peut être appuyée sur des poutres ou des voiles, elle peut avoir 1, 2, 3 ou 4 appuis. Dans un plancher chaque panneau de dalle est calculé indépendamment, On appelle :

L_x : la plus petite dimension du panneau;

L_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

- Pour $\rho \leq 0.4$: On dit que le panneau de dalle travaille dans une seule direction;
- Pour $\rho > 0.4$: On dit que le panneau de dalle travaille dans deux directions.

b) Dimensionnement des dalles

Dimensionner une dalle revient à déterminer son épaisseur e.

1) Critère de résistance à la flexion

- $e \geq \frac{l_x}{20}$ → Pour une dalle sur un appui;
- $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ → Pour une dalle sur deux appuis ou quatre appuis avec $\rho \leq 0.4$;
- $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ → Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec $\rho > 0.4$.

2) Critère de coupe de feu

- $e \geq 7 \text{ cm}$ → Pour une heure de coupe-feu;
- $e \geq 11 \text{ cm}$ → Pour deux heures de coupe-feu;
- $e \geq 17,5 \text{ cm}$ → Pour quatre heures de coupe-feu.

3) Isolation phonique

Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Dans notre projet on a 4 types de dalles pleines.

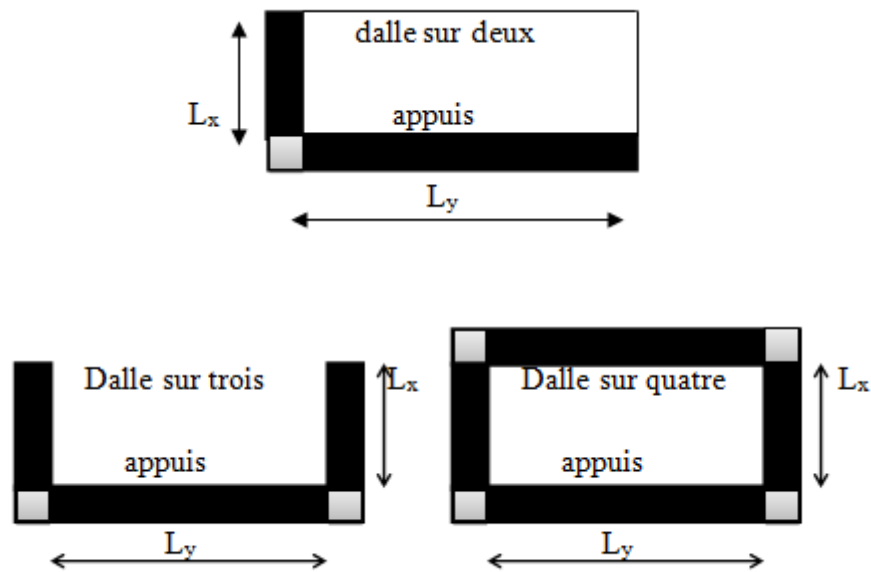


Fig. II.4: Différents types de dalles pleines.

les dalles pleines au niveaux de l'escaliers étage courant:

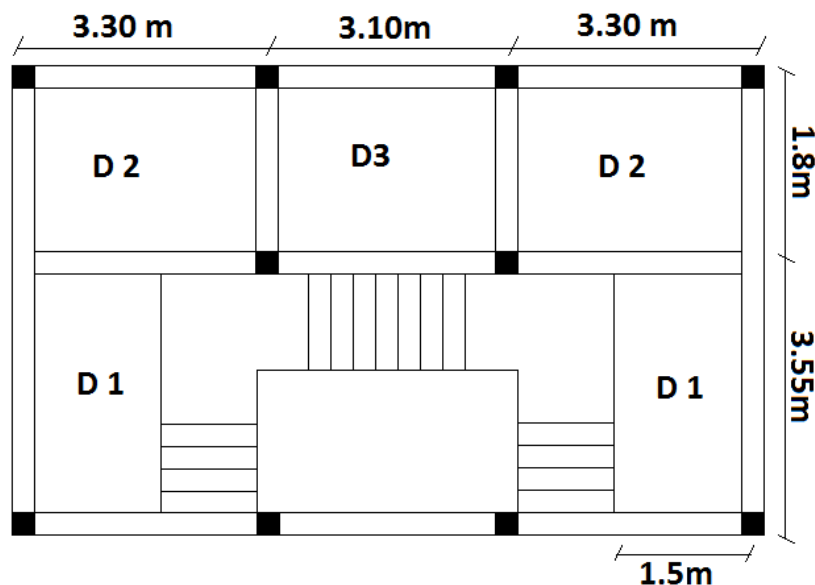


Fig. II.5: Identification des dalles au niveau d'escalier étage courant.

Tableau II.1: dimensions des dalles pleins aux niveau d'escalier étage courant :

	D1(3 appuis)	D2(4 appuis)	D3(4 appuis)
$L_x(m)$	1.3	1.4	1.4
$L_y(m)$	3.15	2.9	2.7
$e(cm)$	14	14	14

On voit bien que les dimensions de tous les panneaux sont petites. c'est le critère de l'isolation phonique qui est déterminant.

Alors on opte pour l'ensemble des dalles pleines et balcons l'épaisseur $e=14cm$.

II.2.3. Les escaliers

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre il peut être en béton armé, en acier ou en bois, il se compose généralement des éléments suivants :

- **La marche:** est la partie horizontale, là ou l'on marche;

- **La contremarche:** est la partie verticale, contre la marche;
- **L’emmarchement:** est la longueur utile de chaque marche;
- **Le giron:** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui tracée à 0,5m de la ligne de jour;
- **La paillasse:** supporte les marches;
- **Volée:** c’est un ensemble de marches d’un palier à un autre.

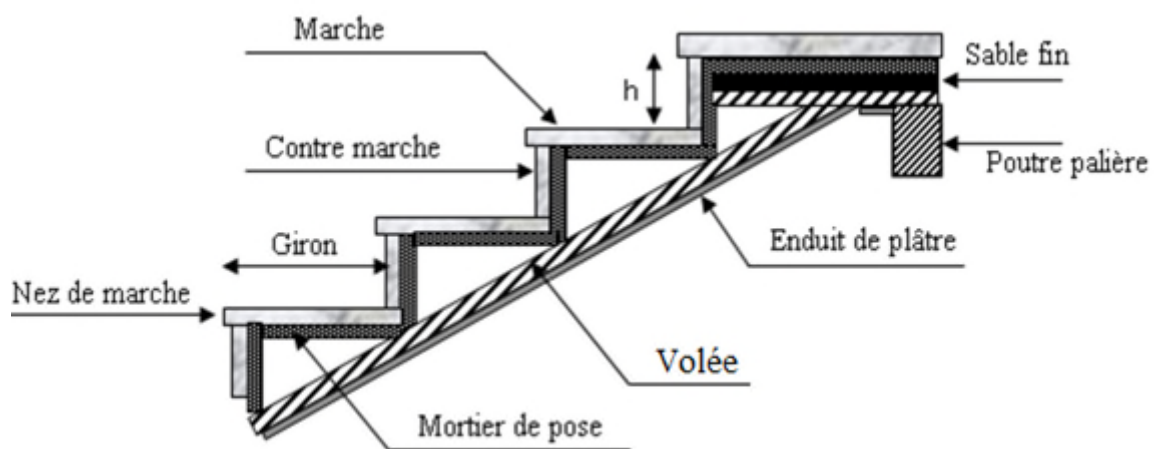


Fig II.6: Détail d’un escalier droit.

Pour qu’un escalier garantie sa fonction dans les meilleures conditions de confort on doit vérifier les conditions suivants :

- La hauteur h des contremarches se situe entre 14et 18cm;
- La largeur g se situe entre 25 et 32cm;
- La formule empirique de **BLONDEL** :

$$59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots(1)$$

$$g = \frac{L}{n-1} \text{ et } h = \frac{H}{n}$$

Avec :

- $n-1$: Nombre de marches;
- L : Longueur de la volée;
- n : Nombre de contre marches;
- H : La hauteur de la volée.

II.2.3.1. Types d'escaliers

On distingue dans notre projet deux types d'escaliers qui sont :

- a) **Type 1:** escalier droit a trois volées (3^{ème} au 10^{ème} étage);
- b) **Type 2:** Escaliers double quartier tournant (RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage).

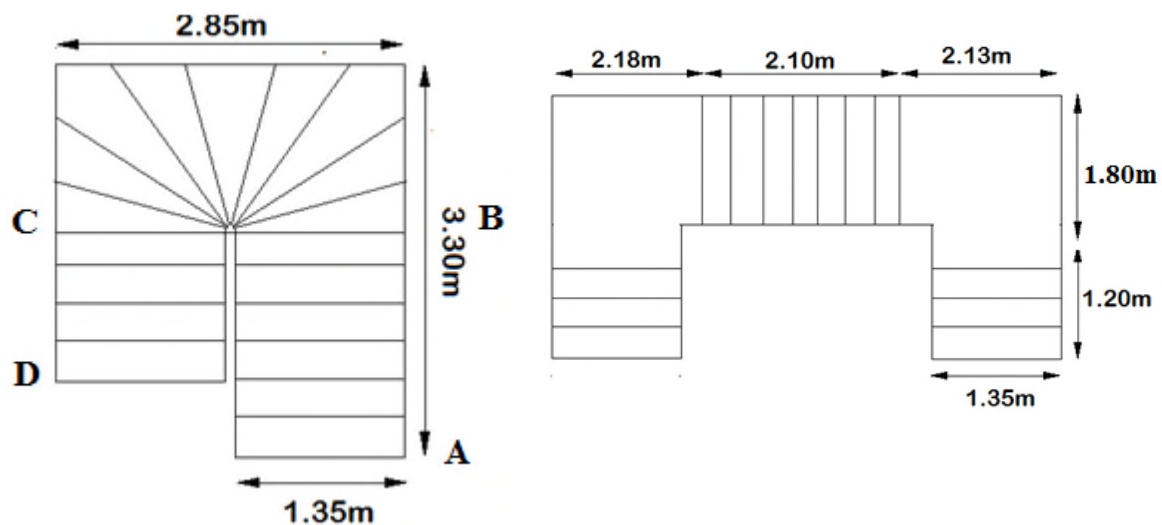
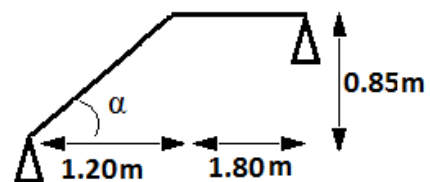


Fig. II.7: Type d'escalier .

Pré dimensionnement de 1^{er} type d'escalier

Première et troisième volée (I et III)

Epaisseur de la paille



La longueur développée est : $L=L_v + L_p$

L_v : Longueur de la volée

$$L=L_p+\sqrt{L_0^2+H_0^2}=1,80+\sqrt{0,85^2+1,20^2}=3,27\text{m.}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{327}{30} \leq e \leq \frac{327}{20}.$$

$$10,9 \text{ cm} \leq e \leq 16,35 \text{ cm.}$$

$e \geq 11 \text{ cm}$pour deux heures de coupe –feu.

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

Calcul du nombre de marche et de contre marche

On a $L_0 = 1,20 \text{ m}$; $H_0 = 0,85 \text{ m}$.

$$64n^2 - (64 + 2H_0 + L_0)n + 2H_0 = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 0,85 + 1,20)n + 2 \times 0,85 = 0.$$

$$64n^2 - 354n + 170 = 0.$$

En résolvant la dernière équation on obtient : Le nombre de contre marche est : $n = 5$.

Le nombre de marche est : $n - 1 = 4$.

Calcul de giron (g) et la hauteur d'une contre marche

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{120}{4} = 30 \Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{85}{5} = 17 \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

Donc $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$.

Deuxième volée(II)

Elle se calcule comme une poutre sur deux appuis comme l'indique la figure suivante :

Epaisseur de la pailasse

$$e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{135}{20} = 6,75\text{cm};$$

$e \geq 11\text{cm}$ Pour deux heures de coupe –feu.

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

Calcul de nombre de marche et de contre marche

On a $L_0 = 2,1\text{m}$; $H_0 = 1,36\text{m}$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 136 + 210)n + 2 \times 136 = 0$$

$$64n^2 - 546n + 272 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est: $n = 8$

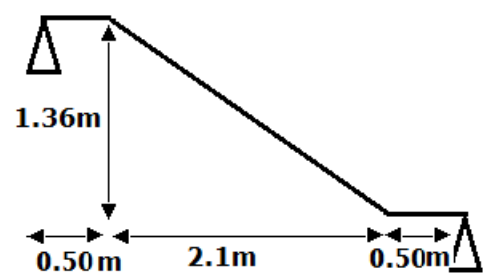
Le nombre de marche est : $n - 1 = 7$

Calcul de giron (g) et la hauteur de contre marche

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{210}{7} = 30 \Rightarrow g = 30\text{cm}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{136}{8} = 17 \Rightarrow h = 17\text{cm}$$

Donc $g = 30\text{cm}$ et $h = 17\text{cm}$

**Pré dimensionnement de 2^{ème} type d'escalier**

Avec :

- $n - 1$: Nombre de marches;
- L : Longueur de la volée;

- n : Nombre de contre marches;
- H : La hauteur de la volée.

Volée AB :

L(m)	H(m)	n	h(m)	g(m)	$\alpha(^{\circ})$	e(m)
2.70	1.53	9	0.17	0.30	29.53	0.14

Volée BC :

H(m)	n	h(m)	e(m)
1.53	10	0.17	0.14

Partie CD :

L(m)	H(m)	n	h(m)	g(m)	$\alpha(^{\circ})$	e(m)
1.5	1.02	6	0.17	0.30	34.21	0.14

II.2.4. L'acrotère

C'est un élément en béton armé, encasté au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont résumée dans le tableau suivant:

Tableau II.2: Les dimensions de l'acrotère :

Désignation des éléments	Epaisseur cm	Surfaces (m ²)	Densités KN/ m ³	Poids KN/ml
Poids propre de l'acrotère	15	0,0985	25	2,4625
Enduit de ciment	2	0,008	20	0,16
Charge permanente totale	$G = 2,6225 \text{ KN/ ml}$			
Surcharge d'exploitation	$Q = 1 \text{ KN/ ml}$			

II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.3.1. Les voiles

Ce sont des éléments de contreventement verticaux, minces et continus, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur.

h_e : hauteur libre d'étage.

e : épaisseur du voile.

L : longueur du voile.

h_p :hauteur de plancher.

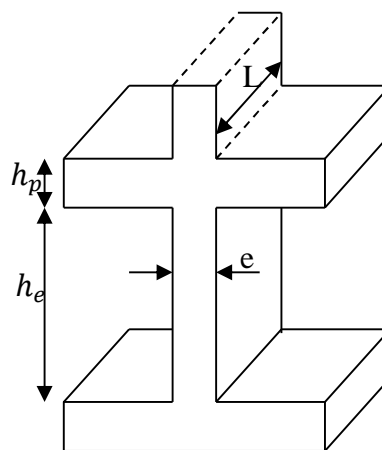


Fig. II.8: Hauteur libre entre étage.

1.
$$\begin{cases} e \geq \frac{h_e}{20} \text{ pour un voile simple} \\ e \geq \frac{h_e}{25} \text{ voile avec deux extrémités} \\ e \geq \frac{h_e}{22} \text{ voile avec une extrémité rigide} \end{cases}$$
2. $e \geq 15 \text{ cm}$
3. $L \geq 4 e$

Dans notre cas on a les dimensions résumées dans le tableau ci-dessous, tel que pour la première condition, on adopte pour un voile simple.

Tableau II.3: Dimensions des voiles :

Niveau	$h_{ec} (cm)$	$h_e (cm)$	$e (cm)$	e adoptée(cm)	$L (cm)$
RDC	4,08	3,88	$e \geq 19,4$	20	80
1^{er} et 2^{ème} étage	3,40	3,20	$e \geq 16$	16	64
Autre étages	3,06	2,86	$e \geq 14,3$	15	60

II.3.2. Les poutres

II.3.2.1. Les poutres principales

Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante:

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

On suppose des poteaux de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$.

- h : hauteur de la poutre.
- L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{max} = 535 - 40 = 495 \text{ cm}$)

D'où:

$$\frac{495}{15} \leq h \leq \frac{495}{10} \Rightarrow 33 \text{ cm} \leq h \leq 49,5 \text{ cm} .$$

la largeur b est comprise entre $(0,3 \text{ à } 0,7)h_{pp}$ (BAEL 91)

Donc on prend:

$$h=45 \text{ cm}, b=35 \text{ cm}$$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis les exigences du **RPA** qui sont les suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 45/30 = 1.5 < 4$ condition vérifiée.

II.3.2.2. Les poutres secondaires

Elles sont parallèles aux poutrelles.

L_{max} : portée maximale entre nus d'appuis ($L_{max} = 440 - 40 = 400 \text{ cm}$)

$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26,66 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm} .$$

On prend:

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

vérification des exigence de RPA

- $b \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée;
- $h \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée;
- $h/b = 35/30 = 1.16 < 4$ condition vérifiée.

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales : $b \times h = (35 \times 45) \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires : $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

II.3.3. Les poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaires et circulaires, destinés à transmettre les charges aux fondations, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

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

Les dimensions des poteaux sont supposées :

- 55 × 55 → S-Sol et RDC.
- 50 × 50 → étages 1 et 2.
- 45 × 45 → étages 3 et 4.
- 40 × 40 → étages 5 et 6.
- 35 × 35 → étages 7 et 8.
- 30 × 30 → étages 9 et 10.

II.4. Détermination des charges et surcharge

Pour dimensionner les éléments de la structure, on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement (**D.T.R.B.C.2-2**)

II.4.1. Terrasse inaccessible

D'après le DTR B.C.2.2 on a trouvée les densités et les épaisseurs de différents constituants.

On a: $G = \rho \times e$,

avec: ρ : La densité (KN/m³);

e: L'épaisseur de l'élément.

Tableau II.4: Charge du plancher de la terrasse inaccessible :

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Protection en gravillons	20	0.05	1.00
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.07	2.2
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Plancher à corps creux	/	0,20	2,85
Enduit de plâtre	10	0.015	0.15
Charges permanente totale	G = 6.48 KN/m²		

- La charge permanente totale de la terrasse inaccessible est: $G_{terr}=6.48\text{KN/m}^2$;
- La charge d'exploitation de la terrasse inaccessible est: $Q_{terr}=1\text{KN/m}^2$.

II.4.2. Plancher étage courant, bureau et commercial

Tableau II.5 : charge du plancher d'étage courant :

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Plancher en corps creux (16+4)	/	0.20	2,85
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Cloisons de répartition	10	0.1	1.00
Charges permanente totale	G = 5,25 KN/m²		

- La charge permanente totale est: $G= 5.25\text{KN/m}^2$;
- La charge d'exploitation dans le cas d'un plancher étage courant est: $Q=1.5\text{KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation dans le cas d'un plancher à usage commercial est: $Q=5\text{KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation dans le cas d'un plancher à usage bureau est: $Q=2.5\text{KN/m}^2$.

II.4.3. Dalles pleines

Tableau II.6. Charge des dalles pleines :

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Sable fin	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.14	3.5
Cloisons de répartition	10	0.1	1.00
Enduit de ciment	20	0.02	0.40
Charge permanente totale	G = 6.1 KN/m²		

- La charge permanente totale est: $G = 6.1 \text{ KN/m}^2$;
- La charge d'exploitation dans le cas d'un plancher à dalle pleine est: $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

II.4.4. Murs extérieurs

Tableau II.7 : Charge du mur en double cloisons :

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Enduits de ciment	20	0.02	0.40
Brique creuse	9	0.15	1.35
Lame d'aire	/	0.05	/
Brique creuse	9	0.1	0.90
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Charge permanente totale	G = 2.85 KN/m²		

- La charge permanente totale du mur extérieur est: $G = 2.85 \text{ KN/m}^2$.

II.4.5. Les charges dans la cage d'escaliers Le palier

Tableau II.8: Charge sur les paliers des escaliers :

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Sable fin	18	0.02	0.36
Dalle en BA	25	0.14	3.5
Enduit de ciment	20	0.02	0.40
Charges permanente totale	G = 5.1 KN/m²		

- La charge permanente totale de paliers est: $G = 5.1 \text{ KN/m}^2$;
- La charge d'exploitation dans le cas d'un plancher à dalle pleine est: $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

La volée

Tableau II.9: Charge sur les volées.

Désignation	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)	
Enduit de ciment	0.02	20	0.40	
Mortier de pose	0.02	20	0.40	
Lit de sable	0.02	18	0.36	
Carrelage	0.02	22	0.44	
Type1	Dalle en BA	$0.14/\cos\alpha$	25	4.28
	Marches	$0.17/2$	22	1.87
Type2	Dalle en BA	$0.14/\cos\alpha$	25	4.16
	Marches	$0.17/2$	22	1.87
			G1	7.56
			G2	7.44

- La charge permanente totale de la volée est: $G = 7.56 \text{ KN/m}^2$;
- La charge d'exploitation dans le cas d'un plancher à dalle pleine est: $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

II.5. Descente de charge (D.T.R.B.C.2-2)

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

La descente de charge va se faire pour les poteaux P_1 et P_2 (Fig II.2) car se sont ceux qui représentent les configurations les plus défavorables.

- Le poteau P_1 présente une surface afférente assez importante par rapport aux autres poteaux;
- Le poteau P_2 est un poteau de la cage d'escalier.

II.5.1. La loi de dégression des charges d'exploitation

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

$Q_1, Q_2 \dots Q_n$: les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1,2,.....n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit, tel que pour $n \geq 5$ on applique la formule suivante : $Q_n = (3+n) / 2n \sum Q_i$

Q a chaque niveau est déterminé comme suit :

1^{ère} cas :

Lorsque la charge d'exploitation n'est pas la même pour tous les étages, la loi de dégression est 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 :..... $Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$.
- Pour $n \geq 5$:..... $Q_0 + \frac{3+n}{2 \times n} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_n)$.

2^{eme} cas :

Lorsque la charge d'exploitation de référence est la même pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

- Sous la terrasse..... Q_0 .
- Sous le dernier étage:..... Q_0+Q_1 .
- Sous l'étage immédiatement inférieur :..... $Q_0+Q+0.9Q$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur :..... $Q_0+Q+0.9Q+0.8Q$.

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à 0.5Q, valeur conservé pour les étages inférieurs suivants.

Dans notre étude la situation adéquate correspond au 1^{er} cas

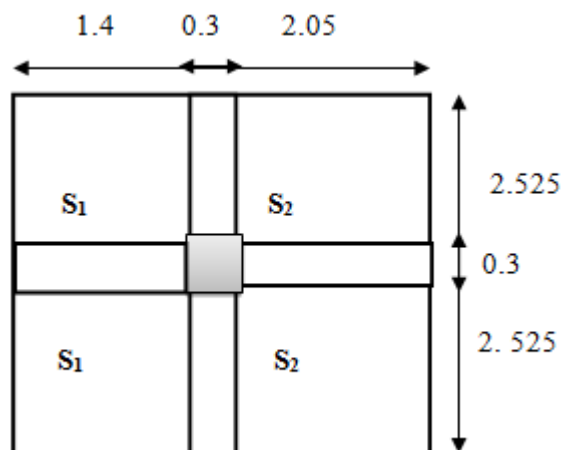
II.5.2. Descente de charge pour le poteau P₁

Fig. II.9: Poteau « P₁ » de la descente de charges

Calcul des surface afférente

a) Pour la charge d'exploitations

Pour le plancher terrasse:

- $S = (2.525 + 0.3 + 2.525) * (1.4 + 0.3 + 2.05)$
- $S = 20.0625 m^2$.

Pour les autres planchers (autre étage):

- $S = 20.0625 - 0.3^2 = 19.97 m^2$.

b) Pour la charge permanente

Planchers et terrasse :

- $S' = S - Sp - Spp - Sps$
- $S' = S - Sp - Spp - Sps$
- $Spp + Sps = ((3.75 - 0.30) \times 0,3 + (5.35 - 0.3)) \times 0.35 = 2.80 m^2$
- $S' = 20.06 - 0.3^2 - 2.80 = 17.17 m^2 \rightarrow S' = 17.17 m^2$
- **Tableau II.10: Surcharges des planchers « Q » :**

Niveau	Q (KN/m ²)	Q (KN)
Terrasse inaccessible	1	20.06
Plancher commercial	5	99.85
Plancher étage bureau	2.5	49.92
Plancher étage habitation	1.5	29.96

Poids propres des planchers**Tableau II.11: Poids propres des planchers ;**

Niveau	G (KN/m ²)	G (KN)
Terrasse inaccessible	6.48	111.26
Plancher commercial	5.25	90.14
Plancher étage bureau	5.25	90.14
Plancher étage habitation	5.25	90.14

Poids propres des poteaux

$$G_{pot} = S_{pot} \times \gamma_b \times h_{ec}$$

Tableau II.12: Poids propres des poteaux :

étage	s-sol	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} et 8 ^{ème}	9 ^{ème} et 10 ^{ème}
$S_{pot}(m^2)$	0.3025	0.3025	0.25	0.2025	0.16	0.1225	0.09
$h_{ec}(m)$	2.38	4.08	3.4	3.06	3.06	3.06	3.06
$G_{pot}(KN)$	18	30.86	21.25	15.5	12.24	9.37	6.89

Poids propres des poutres

$$G_{pout} = S_{pout} \times \gamma_b \times L_p$$

Poutres principales: 35×45(cm)→ $S_{pp} = 0.35 \times 0.45 = 0.1575$

Poutres secondaires: 30× 35(cm)→ $S_{ps} = 0.3 \times 0.35 = 0.105$

$$G_{pout} = S_{pout} \times \gamma_b \times L_{pout}$$

Tableau II.13: poids propres des poutres. :

étage	s-sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} et 8 ^{ème}	9 ^{ème} et 10 ^{ème}
L_{pp}	4.80	4.85	4.90	4.95	5.00	5.05
G_{pp}	18.90	19.10	19.30	19.50	19.69	19.88
L_{ps}	3.2	3.25	3.30	3.35	3.40	3.45
G_{ps}	8.4	8.53	8.66	8.8	8.92	9.05

Les résultats de la descente de charges pour le poteau P₁ sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau II.14 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » pour le poteau P₁ :

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible	111.26	20.06
	Poutres principales G_{pp}	19.88	
	Poutres secondaires G_{ps}	9.05	
	Poteau G_{pot}	6.89	
	Total	147.08	
N2	Venant de N1	147.08	50.02
	Plancher étage courant	90.14	
	Poutres principales G_{pp}	19.88	
	Poutres secondaires G_{ps}	9.05	
	Poteau G_{pot}	6.89	
Total	273.04		
N3	Venant de N2	273.04	77
	Plancher étage courant	90.14	
	Poutres principales G_{pp}	19.69	
	Poutres secondaires G_{ps}	8.92	
	Poteau G_{pot}	9.37	

	Total	401.16	
N4	Venant de N3	401.16	100.95
	Plancher étage courant	90.14	
	Poutres principales G_{pp}	19.69	
	Poutres secondaires G_{ps}	8.92	
	Poteau G_{pot}	9.37	
	Total	529.28	
N5	Venant de N4	529.28	115.93
	Plancher étage courant	90.14	
	Poutres principales G_{pp}	19.50	
	Poutres secondaires G_{ps}	8.8	
	Poteau G_{pot}	12.24	
	Total	659.96	
N6	Venant de N5	659.96	132.41
	Plancher étage courant	90.14	
	Poutres principales G_{pp}	19.50	
	Poutres secondaires G_{ps}	8.8	
	Poteau G_{pot}	12.24	
	Total	790.64	
N7	Venant de N6	790.64	148.46
	Plancher étage courant	90.14	
	Poutres principales G_{pp}	19.30	
	Poutres secondaires G_{ps}	8.66	
	Poteau G_{pot}	15.50	
	Total	924.24	
N8	Venant de N7	924.24	164.24
	Plancher étage courant	90.14	
	Poutres principales G_{pp}	19.30	
		8.66	

	Poutres secondaires G_{ps}	15.50	
	Poteau G_{pot}		
	Total	1057.84	
N9	Venant de N8	1057.84	
	Plancher étage courant	90.14	
	Poutres principales G_{pp}	19.10	226.44
	Poutres secondaires G_{ps}	8.53	
	Poteau G_{pot}	21.25	
	Total	1196.86	
N10	Venant de N9	1196.86	
	Plancher étage courant	90.14	253.73
	Poutres principales G_{pp}	19.10	
	Poutres secondaires G_{ps}	8.53	
	Poteau G_{pot}	21.25	
	Total	1335.88	
N11	Venant de N10	1335.88	
	Plancher étage courant	90.14	
	Poutres principales G_{pp}	18.90	280.59
	Poutres secondaires G_{ps}	8.4	
	Poteau G_{pot}	30.86	
	Total	1484.18	
N12	Venant de N11	1484.18	
	Plancher étage courant	90.14	
	Poutres principales G_{pp}	18.9	338.35
	Poutres secondaires G_{ps}	8.4	
	Poteau G_{pot}	18	
	Total	1619.62	

II.5.3 Descente de charge pour le poteau P₂

Calcul de la surface afférente pour la charge permanente

- Pour le 3^{ème} aux 10^{ème} étage
- ✓ Plancher terrasse inaccessible

$$S = 3.20 \times 5.35 = 17.12 \text{ m}^2$$

$$S_{pp} + S_{ps} = (3.20 - 0.3) \times 0.3 + (5.35 - 0.3) \times 0.35 = 2.64 \text{ m}^2$$

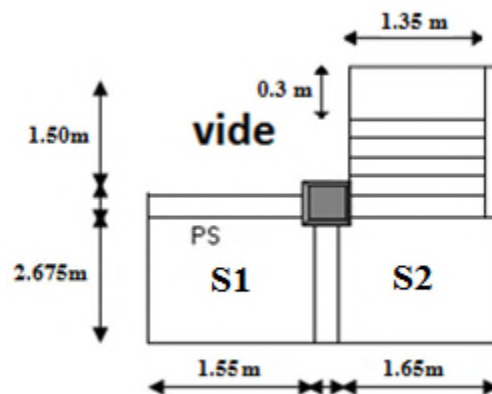


Fig. II.10: Surface afférente de poteau P₂.

$$G_{plancher} = S - (S_{pp} + S_{ps}) \times 6.48 = 93.83 \text{ KN}.$$

$$G_{pp} + G_{ps} = [(3.20 - 0.3) \times 0.3 \times 0.35 + (5.35 - 0.3) \times 0.35 \times 0.45] \times 25 = 140.18 \text{ KN}$$

$$G_{terrasse} = G_{plancher} + G_{pp} + G_{ps} = 234.01 \text{ KN}$$

- ✓ Plancher à étage courant

$$S_{plancher} = (1.55 - 0.175) \times (2.675 - 0.15) + (1.65 - 0.175) \times (2.675 - 0.15).$$

$$S_{plancher} = 7.19 \text{ m}^2.$$

$$S_{escalier} = 1.35 \times (2.675 - 0.15) = 3.41 \text{ m}^2$$

$$S_{pp} + S_{ps} = ((3.20 - 0.3) \times 0.3 + (2.675 - 0.15)) \times 0.35 = 1.753 \text{ m}^2$$

$$S_1 = 2.525 \times 1.4 = 3.535 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.5 \times 2.525 = 3.787 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{plancher}} = S_1 + S_2 = (2.525 \times 1.4) + (1.5 \times 2.525) = 7.322 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{plancher}} = S_1 \times G_{DP} + S_2 \times G_{CC} + G_V \times (1.35 \times 1.2) + G_P \times (0.3 \times 1.35) + G_{pp} + G_{ps}$$

$$G_{\text{plancher}} = 3.535 \times 6.1 + 3.787 \times 5.25 + 7.56 \times 1.62 + 5.1 \times 0.405 + [(3.2 - 0.3) \times 0.3 \times 0.35] \times 25 + [(2.675 - 0.15) \times 0.35 \times 0.45] \times 25 = 73.3 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher}} = 73.3 \text{ KN}$$

✓ Pour le RDC ,1^{er} et 2^{eme} étage

$$S_1 = 1.5 \times 1.5 = 2.25 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.525 \times 1.5 = 3.78 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.40 \times 2.525 = 3.535 \text{ m}^2$$

$$S_4 = (1.40 \times 1) + (1.35 \times 0.5) = 2.075 \text{ m}^2$$

$$G_{CC} = S_1 + S_3 \times 5.25 = 30.37 \text{ KN}$$

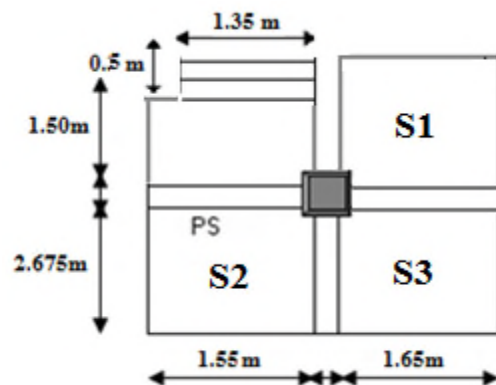


Fig II.11: Surface afférente.

$$G_{\text{dalle}} = S_2 \times 6.1 = 23.058 \text{ KN}$$

$$G_{\text{escalier}} = (1.40 \times 1) \times 5.1 + (1.35 \times 0.5) \times 7.48 = 12.18 \text{ KN}$$

$$G_{pp} + G_{ps} = [(3.20 - 0.3) \times 0.3 \times 0.35 + (5.35 - 0.3) \times 0.35 \times 0.45] \times 25 = 140.18 \text{ KN}$$

$$G_{\text{total}} = G_{CC} + G_{\text{dalle}} + G_{\text{escalier}}$$

$$G_{\text{total}} = 65.60 \text{ KN}$$

La surface afférente pour la charge d'exploitation✓ **Terrasse inaccessible**

$$S=3.20 \times 5.35=17.12\text{m}^2$$

$$Q_{\text{terrasse}}=17.12 \times 1=17.12\text{KN.}$$

✓ **Pour le 1^{er} et 2^{ème} étage**

$$S - (1.4 \times 1.5 + S_{\text{pot}}) = 3.20 \times 5.35 - (2.075 + 0.09) = 14.95\text{m}^2$$

$$Q_{\text{plancher}}=14.95 \times 2.5= 37.37\text{KN}$$

$$Q_{\text{escalier}}= S_4 \times 2.5 = 2.075 \times 2.5 = 5.18\text{KN}$$

$$Q_{\text{total}}= Q_{\text{plancher}} + Q_{\text{escalier}}=42.55\text{KN}$$

✓ **Du 10^{ème} au 4^{ème} étage**

$$Q_{\text{plancher}}= S_{\text{plancher}} \times 1.5= 7.19 \times 1.5=10.785\text{KN}$$

$$Q_{\text{escalier}}=3.41 \times 2.5 = 8.525\text{KN}$$

$$Q_{\text{total}}=10.785+8.525=19.31\text{KN}$$

✓ **Pour le RDC**

$$Q_{\text{plancher}}=14.95 \times 5=74.75\text{KN}$$

$$Q_{\text{escalier}}=S_4 \times 2.5=5.18\text{KN}$$

$$Q_{\text{total}}=Q_{\text{plancher}}+Q_{\text{escalier}}=79.93\text{KN}$$

Pour le 3^{ème} étage

$$Q_{\text{plancher}}=7.19 \times 5=35.95\text{KN}$$

$$Q_{\text{escalier}}= 3.41 \times 2.5=8.525\text{KN}$$

$$Q_{\text{totale}}=Q_{\text{plancher}}+Q_{\text{escalier}}=44.47\text{KN}$$

Poids propres des poteaux sont représentée dans le tableau II.12.

Poids propres des poutres sont représentée dans le tableau II.13.

Les résultats de la descente de charge pour le poteaux P₂ sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau II.15 : Descente des charges « G » et surcharges « Q » pour le poteau P₂.

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible	234.01	
	Poutres principales G_{pp}	19.88	17.12
	Poutres secondaires G_{ps}	7.61	
	Poteau G_{pot}	6.89	
	Total	268.39	
N2	Venant de N1	268.39	
	Plancher étage courant	73.3	
	Poutres principales G_{pp}	19.88	36.43
	Poutres secondaires G_{ps}	7.61	
	Poteau G_{pot}	6.89	
	Total	376.07	
N3	Venant de N2	376.07	
	Plancher étage courant	73.3	
	Poutres principales G_{pp}	19.69	53.80
	Poutres secondaires G_{ps}	7.48	
	Poteau G_{pot}	9.37	
	Total	485.91	
N4	Venant de N3	485.91	
	Plancher étage courant	73.3	
	Poutres principales G_{pp}	19.69	69.25
	Poutres secondaires G_{ps}	7.48	

	Poteau G_{pot}	9.37	
	Total	595.75	
N5	Venant de N4	595.75	78.91
	Plancher étage courant	73.3	
	Poutres principales G_{pp}	19.50	
	Poutres secondaires G_{ps}	7.35	
	Poteau G_{pot}	12.24	
	Total	708.14	
N6	Venant de N5	708.14	89.53
	Plancher étage courant	73.3	
	Poutres principales G_{pp}	19.50	
	Poutres secondaires G_{ps}	7.35	
	Poteau G_{pot}	12.24	
	Total	820.53	
N7	Venant de N6	820.53	99.87
	Plancher étage courant	73.3	
	Poutres principales G_{pp}	19.30	
	Poutres secondaires G_{ps}	7.21	
	Poteau G_{pot}	15.50	
	Total	935.84	
N8	Venant de N7	935.84	110.04
	Plancher étage courant	73.3	
	Poutres principales G_{pp}	19.30	
	Poutres secondaires G_{ps}	7.21	
	Poteau G_{pot}	15.50	
	Total	1051.15	
N9	Venant de N8	1051.15	
	Plancher étage courant	65.60	

	Poutres principales G_{pp}	19.10	131.2
	Poutres secondaires G_{ps}	7.08	
	Poteau G_{pot}	21.25	
	Total	1164.18	
N10	Venant de N9	1164.18	
	Plancher étage courant	65.60	156
	Poutres principales G_{pp}	19.10	
	Poutres secondaires G_{ps}	7.08	
	Poteau G_{pot}	21.25	
	Total	1277.21	
N11	Venant de N10	1277.21	
	Plancher étage courant	65.60	
	Poutres principales G_{pp}	18.90	180.16
	Poutres secondaires G_{ps}	6.95	
	Poteau G_{pot}	30.86	
	Total	1399.52	
N12	Venant de N11	1399.52	
	Plancher étage courant	65.60	
	Poutres principales G_{pp}	18.9	227.21
	Poutres secondaires G_{ps}	6.95	
	Poteau G_{pot}	18	
	Total	1508.97	

Les calculs montrent que le poteau « P₁ » est le plus sollicité sous charges verticales.

$$G_{tot} = 1619.62 \text{ KN}; Q_{tot} = 338.35 \text{ KN}.$$

II.5.4. Calcul de l'effort normal ultime N_u

N_u est calculé comme suit : $N_u = 1.35 G + 1.5 Q$.

Selon le **CBA93** (article B.8.11) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime N_U a 10%, telle que : $N_u^* = 1.1 N_u$

Tableau II.16: L'effort normal ultime « N_u » dans chaque niveau :

Niveau	G (KN)	Q(KN)	N_u (KN)	N_u^* (KN)
N₁	147.08	20.06	228.65	251.51
N₂	273.04	50.02	443.63	487.99
N₃	401.16	77	657.07	722.77
N₄	529.28	100.95	865.95	952.55
N₅	659.96	115.93	1064.84	1171.33
N₆	790.64	132.41	1265.98	1392.57
N₇	924.24	148.46	1470.41	1617.45
N₈	1057.84	164.24	1674.44	1841.89
N₉	1196.86	226.44	1955.42	2150.96
N₁₀	1335.88	253.73	2184.03	2402.43
N₁₁	1484.18	280.59	2424.53	2666.98
N₁₂(à la base)	1619.62	338.35	2694.01	2963.41

II.5.5. Vérifications**II.5.5.1. Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

B : section du béton

$$B \geq \frac{N_u^*}{\bar{\sigma}_{bc}} \rightarrow B \geq \frac{2963.41 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.208 \text{ m}^2 \rightarrow B \geq 0.208 \text{ m}^2$$

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

Tableau II.17: Vérification de la résistance (compression simple) :

Niveau	N_u^* (MN)	B (m ²)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
s-sol	2963.41×10^{-3}	0.3025	9.79	Vérifiée
RDC	2666.98×10^{-3}	0.3025	8.82	Vérifiée
1 ^{er} étage	2402.43×10^{-3}	0.25	9.61	Vérifiée
2 ^{ème} étage	2150.96×10^{-3}	0.25	8.60	Vérifiée
3 ^{ème} étage	1841.89×10^{-3}	0.2025	9.09	Vérifiée
4 ^{ème} étage	1617.45×10^{-3}	0.2025	7.98	Vérifiée
5 ^{ème} étage	1392.57×10^{-3}	0.16	8.70	Vérifiée
6 ^{ème} étage	1171.33×10^{-3}	0.16	7.32	Vérifiée
7 ^{ème} étage	952.55×10^{-3}	0.1225	7.77	Vérifiée
8 ^{ème} étage	722.77×10^{-3}	0.1225	5.90	Vérifiée
9 ^{ème} étage	487.99×10^{-3}	0.09	5.42	Vérifiée
10 ^{ème} étage	251.51×10^{-3}	0.09	2.79	Vérifiée

II.5.5.2. Vérification des conditions du RPA99/version 2003

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

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{1}{4} \leq h_1 / b_1 \leq 4 \dots\dots\dots (3)$$

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

III.5.5.3. Vérification au flambement

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$N_u^* \leq \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

α : Coefficient tenant compte de l'élanement.

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

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \text{ Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

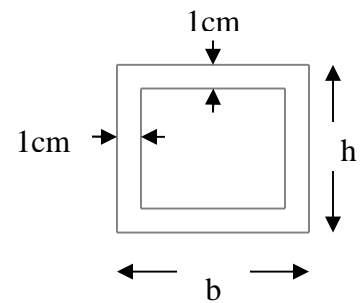


Fig. II.12: Section brute (Br).

γ_b : Coefficient de sécurité du béton =1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

$\lambda = \frac{l_f}{i}$ Avec $l_f = 0.7 \times l_0$: la longueur de flambement.

$$i : \text{Rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$As \geq 0.8\% \times Br.$$

On prend $As = 1\% \times Br.$

$$B_{real} \geq \frac{N_u^*}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL91 (7-4-2)}$$

$$B_r = (b-2) \times (h-2)$$

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

Le tableau suivant résume les vérifications au flambement :

Tableau II.18: Vérification de flambement :

étage	Type de pot	B (m ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	B _r (m ²)	N _u [*] (MN) ×10 ⁻³	B _{r_{cal}} (m ²)
s-sol	0.55*0.55	0.3025	1.93	1.35	8.50	0.840	0.2809	2963.41	0.1603
RDC	0.55*0.55	0.3025	3.63	2.54	16.00	0.815	0.2809	2666.98	0.1487
1 ^{er}	0.50*0.50	0.25	2.95	2.06	14.27	0.822	0.2304	2402.43	0.1328
2 ^{ème}	0.50*0.50	0.25	2.95	2.06	14.27	0.822	0.2304	2150.96	0.1189
3 ^{ème}	0.45*0.45	0.2025	2.61	1.83	14.08	0.823	0.1849	1841.89	0.1017
4 ^{ème}	0.45*0.45	0.2025	2.61	1.83	14.08	0.823	0.1849	1617.45	0.0893
5 ^{ème}	0.40*0.40	0.16	2.61	1.83	15.85	0.816	0.1444	1392.57	0.0776
6 ^{ème}	0.40*0.40	0.16	2.61	1.83	15.85	0.816	0.1444	1171.33	0.0652
7 ^{ème}	0.35*0.35	0.1225	2.61	1.83	18.11	0.806	0.1089	952.55	0.0537
8 ^{ème}	0.35*0.35	0.1225	2.61	1.83	18.11	0.806	0.1089	722.77	0.0407
9 ^{ème}	0.30*0.30	0.09	2.61	1.83	21.13	0.792	0.0784	487.99	0.0280
10 ^{ème}	0.30*0.30	0.09	2.61	1.83	21.13	0.792	0.0784	251.51	0.0144

D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

II.6. Conclusion

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- Poutres principales : $35 \times 45 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $30 \times 35 \text{ cm}^2$.

- Poteaux du S-sol, RDC: $55 \times 55 \text{cm}^2$.
- Poteaux des étages 1, 2 : $50 \times 50 \text{cm}^2$.
- Poteaux des étages 3,4 $\rightarrow 45 \times 45 \text{cm}^2$.
- Poteaux des étages 5,6 $\rightarrow 40 \times 40 \text{cm}^2$.
- Poteaux des étages 7, 8 $\rightarrow 35 \times 35 \text{cm}^2$.
- Poteaux des étages 9, 10 $\rightarrow 30 \times 30 \text{cm}^2$.

III.1. Introduction

La construction est un ensemble d'éléments classés en deux catégories :

- Éléments secondaires (non structuraux)
- Éléments principaux (structuraux)

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale) comme ils doivent reprendre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique (CBA93, RPA 2003...).

Les éléments secondaires à étudier dans ce chapitre sont : les planchers, l'escalier, les dalles pleines, poutres de chaînage, l'acrotère et l'ascenseur.

III.2.1 Etude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous les charges permanentes et les charges d'exploitation, deux méthodes sont applicables pour déterminer les sollicitations:

III.2.1.1 La méthode forfaitaire

Le **BAEL91 (Art. L.III.2)** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire.

Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées:

- 1) Plancher à surcharge modérée: $Q \leq (2G ; 5\text{KN/m}^2)$;
- 2) Le rapport des portées successives: $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$;
- 3) Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées;
- 4) La fissuration est peu nuisible.

- **Principe de la méthode forfaitaire**

Soit une poutre continue soumise à une charge P. Pour le calcul des moments fléchissants on utilise les formules suivantes:

- ❖ **Moment en travée**

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations et permanentes (degré de surcharge).

$$1) \quad M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{cases}$$

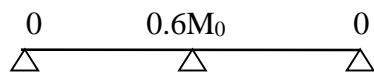
$$2) \quad \begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée intermédiaire} \end{cases} \quad \text{Avec : } M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$$

- P : la charge répartie à l'état limite considéré;
- M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante;
- M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée;
- M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée;
- M_t : Moment en travée de la travée considérée;
- l_i : Portée de la travée.

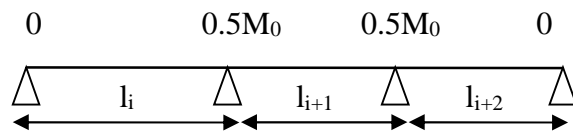
- ❖ **Moment en appui**

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

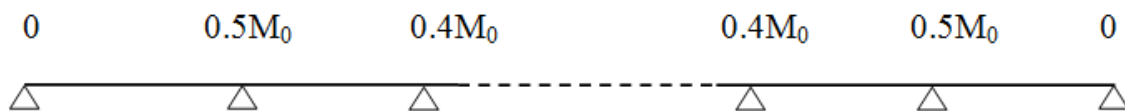
- $0.6 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.



- $0.5 \times M_0$: pour les appuis voisins de rive d'une poutre à plus de deux travées.



- $0.4 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.



Remarques

- De part et d'autre de chaque appui intermédiaire, on retient la plus grande des valeurs absolues pour la vérification des sections, les moments sont évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.
- D'après le **RPA99** le moment des appuis de rive égal à 15% du moment isostatique encadrant l'appui considéré ($0.15M_0$).

❖ **Evaluation des efforts tranchants**

On peut évaluer l'effort tranchant par la méthode RDM, en tenant compte de la continuité :

$$V = V_0 + \frac{M_g + M_d}{l_i} \quad \text{tel que :} \quad V_0 = \frac{ql_i}{2}$$

M_g et M_d sont des moments en appui qui sont pris avec leurs signes (signes négatifs).

V_0 : L'effort tranchant isostatique.

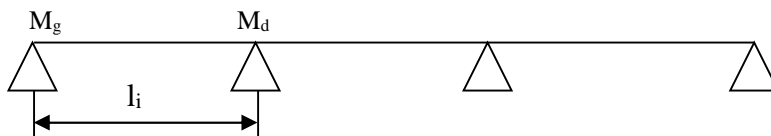


Fig III.1: Schéma statique de la poutrelle.

Forfaitairement on suppose 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 (voisin de rive) où des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 sont tenus en compte.

1) De 15% si la poutre a deux travées

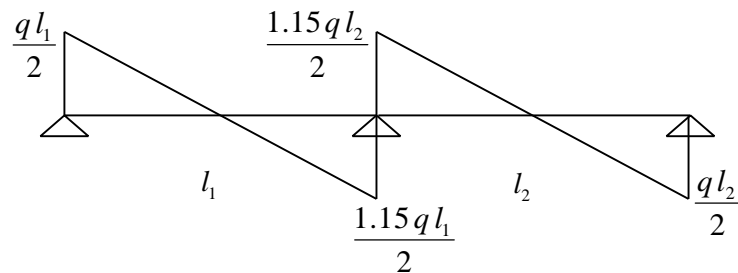


Fig III.2: Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées.

2) De 10% si une poutre a plus de deux travées

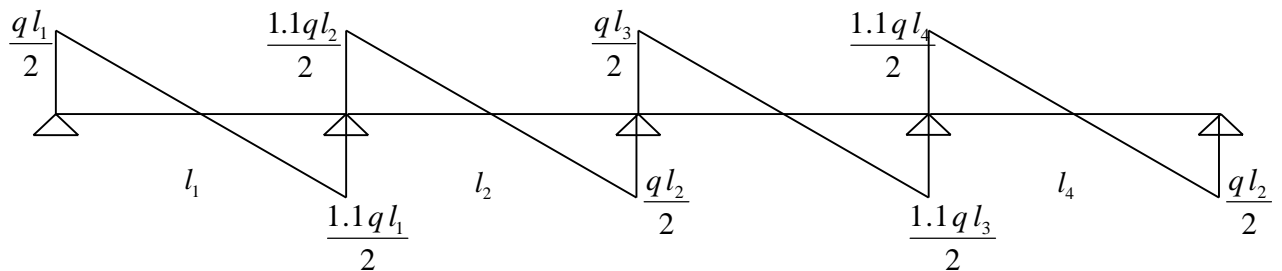


Fig III.3: Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées.

III.2.1.2 Méthode de Caquot

a. Conditions d'application

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée (1^{ère} condition de la M.F n'est pas satisfaite). Si les trois dernières conditions de la M.F ne sont pas vérifiées, la méthode de Caquot minorée sera applicable.

b. Principe de la méthode

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifié et a corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées $Q > (2G ; 5\text{KN/m}^2)$ mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite (Caquot minorée)

❖ Evaluation des moments

✓ En appuis

$$M_i = -\frac{q_g \times l_g'^3 + q_d \times l_d'^3}{8,5(l_g' + l_d')}$$

$$l' = \begin{cases} l & \rightarrow \text{pour une travée de rive} \\ 0,8 & \rightarrow \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

l_g', l_d' : Longueurs fictives à gauche et à droite.

q_g, q_d : Chargements à gauche et à droite de l'appui respectivement.

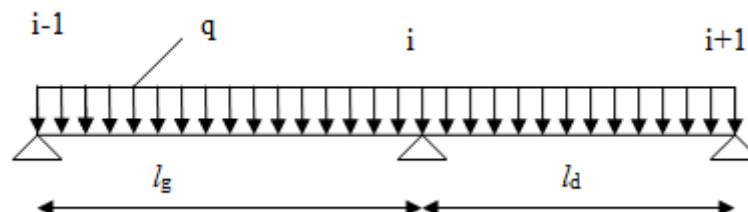


Fig.III.4: Schéma statique de la poutrelle.

✓ **En travée**

$$M(X) = M_0 + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

M_0 : Moment statique.

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

$$M(x) = \frac{P_u \times x}{2}(l - x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$$dM(x)/dx = 0 \rightarrow x = x_0 \rightarrow x_0 = \frac{l}{2} + \left[\frac{M_g - M_d}{l \times P_u} \right].$$

$$M'_{\max} = M(x_0)$$

❖ **Evaluation des efforts tranchants**

$$V_g = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

$$V_d = -\frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

III.2.1.3 Différentes types de poutrelles

les différentes types de poutrelles sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.1: Les Types de poutrelles :

Types	Schéma statique
1 ^{er} type	<p>A continuous beam with 8 supports labeled A through H. The spans between supports are: A-B: 4.40 m, B-C: 3.10 m, C-D: 3.30 m, D-E: 3.10 m, E-F: 3.30 m, F-G: 3.10 m, G-H: 4.40 m.</p>
2 ^{ème} type	<p>A continuous beam with 4 supports labeled A, B, C, and D. The spans between supports are: A-B: 4.40 m, B-C: 3.10 m, C-D: 3.30 m.</p>
3 ^{ème} type	<p>A continuous beam with 3 supports labeled A, B, and C. The spans between supports are: A-B: 4.40 m, B-C: 3.10 m.</p>
4 ^{ème} type	<p>A continuous beam with 3 supports labeled E, F, and G. The spans between supports are: E-F: 3.30 m, F-G: 3.10 m.</p>

- Dans le plancher du RDC on a les types des poutrelles (1, 2 et 4).
- Dans le plancher du 1^{er} et 2^{ème} étage on a le type de poutrelle (2).
- Dans le plancher du 3^{ème} au 10^{ème} étage on les types des poutrelles (1, 2 et 3).

❖ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire.**

- ✓ 1^{ère} condition: Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \min(2 \times G; 5) \text{KN} / \text{m}^2$
 - ✓ Plancher terrasse inaccessible :
 - $G=6.48\text{KN}/\text{m}^2$
 - $Q = 1.00\text{KN} / \text{m}^2 \rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 6.48; 5 \text{KN}/\text{m}^2) \dots\dots\dots\text{Vérifiée}$
 - ✓ Plancher terrasse accessible :
 - $G=6.32\text{KN}/\text{m}^2$
 - $Q = 1.50\text{KN}/\text{m}^2 \rightarrow 1.50 \leq \min(2 \times 6.32; 5 \text{KN}/\text{m}^2) \dots\dots\dots\text{Vérifiée}$
 - ✓ Plancher étage courant (habitation) :
 - $G=5.25\text{KN}/\text{m}^2$
 - $Q = 1.50\text{KN}/\text{m}^2 \rightarrow 1.50 \leq \min(2 \times 5.25; 5 \text{KN}/\text{m}^2) \dots\dots\dots\text{Vérifiée}$
 - ✓ Plancher étage commercial :
 - $G=5.25\text{KN}/\text{m}^2$
 - $Q = 5.00\text{KN}/\text{m}^2 \rightarrow 5.00 \leq \min(2 \times 5.25; 5 \text{KN}/\text{m}^2) \dots\dots\dots\text{Vérifiée}$
 - ✓ Planchers étage bureaux:
 - $G=5.25\text{KN}/\text{m}^2$
 - $Q = 2.50\text{KN}/\text{m}^2 \rightarrow 2.50 \leq \min(2 \times 5.25; 5 \text{KN}/\text{m}^2) \dots\dots\dots\text{Vérifiée}$
- ✓ 2^{ème} condition: le moment d'inertie est constant sur toute la travée.Vérifiée

3^{ème} condition: le rapport $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

Type 1 : $0.8 \leq \frac{4.40}{3.10} = 1.419 \leq 1.25 \dots\dots\dots\text{non vérifiée.}$

Type 2 : $0.8 \leq \frac{4.40}{3.10} = 1.419 \leq 1.25 \dots\dots\dots\text{non vérifiée.}$

Type 3 : $0.8 \leq \frac{4.40}{3.10} = 1.419 \leq 1.25 \dots\dots\dots\text{non vérifiée.}$

Type 4 : $0.8 \leq \frac{3.30}{3.10} = 1.06 \leq 1.25 \dots\dots\dots\text{vérifiée.}$

- ✓ 4^{ème} condition: La fissuration est peu nuisible.....vérifiée.

Remarque :

L'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée sur les types de poutrelles (1, 2 et 3), donc on applique la méthode de Caquot minoré (pour ces types de poutrelles). c'est à dire on minore G avec un coefficient de $\frac{2}{3} \rightarrow (G' = \frac{2}{3}G)$ uniquement pour le calcul des moments sur les appuis et on prend la totalité de G pour le calcul des moments en travée. et on applique la méthode forfaitaire pour le 4^{ème} type de poutrelle.

III.2.1.4 Calcul des charges revenant aux poutrelles

A l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

- q_u et q_s sont les charges revenant à la poutrelles à l'ELU et à l'ELS.
- p_u et p_s sont les charges transmise à la poutrelles à l'ELU et à l'ELS.

- **Combinaisons d'actions et calculs des charges et surcharges revenants aux poutrelles**

Désignation	Les charges G et Q (kn/m ²)			ELU				ELS			
	G	G'	Q	q_u kn/m ²	p_u kn/m	q'_u kn/m ²	p'_u kn/m	q_s kn/m ²	p_s kn/m	q'_s kn/m ²	p'_s kn/m
/											
Terrasse inaccessible	6.48	4.32	1	10.25	6.66	7.33	4.76	7.48	4.86	5.32	3.46
Plancher étage habitation	5.25	3.5	1.5	9.33	6.07	6.97	4.53	6.75	4.39	5	3.25
Plancher étage commercial	5.25	3.5	5	14.59	9.48	12.22	7.94	10.25	6.66	8.5	5.52
Plancher étage service	5.25	3.5	2.5	10.84	7.04	8.47	5.51	7.75	5.04	6	3.9

Tableau III.2: Combinaisons d'actions et charges et surcharges sur les poutrelles.

III.2.1.5 Calcul des sollicitations revenant aux poutrelles

Nous présentons dans ce qui suit deux exemples de calcul des sollicitations dans la poutrelle Type 3 (étage courant) et type 4 (de plancher RDC), en utilisant la méthode de Caquot minoré pour le type 3 et la méthode forfaitaire pour le type 4.

Exemples de calcul

Etude de poutrelles type 3 du Plancher habitation (Caquot minoré).

$$p'_u = 4.53 \text{ KN/m}$$

$$p'_s = 3.25 \text{ KN/m}$$

$$l'_g = l_g = 4.40 \text{ m}$$

$$l'_d = l_d = 3.10 \text{ m}$$

➤ Moment isostatique

$$M_0 = p'_u \times L^2 / 8$$

À L'ELU

$$M_0 = \frac{4.35 \times 4.40^2}{8} = 10.96 \text{ KN.m}$$

À L'ELS

$$M_0 = \frac{3.25 \times 4.40^2}{8} = 7.86 \text{ KN.m}$$

➤ Moments aux appuis:

À L'ELU

$M_A = M_C = 0$ (Mais le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif $M_{\text{appui}} = -0.15M_0$ avec M_0 c'est le moment max dans la travée considérée isostatique)

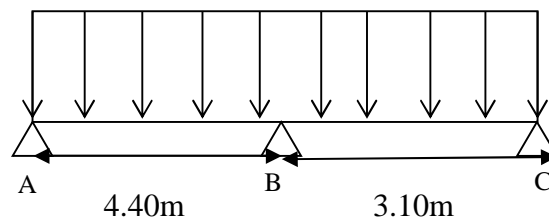


Fig.III.5 : schéma statique de la poutrelle.

$$M_A = M_C = -0.15 \times 10.96 = -1.64 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -\frac{4.53 \times (4.40^3 + 3.10^3)}{8.5 \times (4.40 + 3.10)} = -8.17 \text{ KN.m}$$

À l'ELS

$$M_A = M_C = 0$$

$$M_A = M_C = -0.15 \times 7.86 = -1.18 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -\frac{3.25 \times (4.40^3 + 3.10^3)}{8.5 \times (4.40 + 3.10)} = -5.86 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments en travée.**

À l'ELU

Travée A-B :

$$x_0 = \frac{4.40}{2} + \frac{-8.17}{6.07 \times 4.40} = 1.89 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.07 \times 1.89}{2} = (4.40 - 1.89) = 14.40 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 14.40 + (-8.17) \times \frac{1.89}{4.40} = 10.89 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :

$$x_0 = \frac{3.10}{2} + \frac{+8.17}{6.07 \times 3.10} = 1.98 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.07 \times 1.98}{2} = (3.10 - 1.98) = 6.73 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 6.73 + (-8.17) \times \left(1 - \frac{1.98}{3.10}\right) = 3.78 \text{ KN.m}$$

À l'ELS**Travée A-B :**

$$x_0 = \frac{4.40}{2} + \frac{-5.86}{4.39 \times 4.40} = 1.89 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{4.39 \times 1.89}{2} = (4.40 - 1.89) = 10.41 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 10.41 + (-5.86) \times \frac{1.89}{4.40} = 7.89 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :

$$x_0 = \frac{3.10}{2} + \frac{+5.86}{4.39 \times 3.10} = 1.98 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{4.39 \times 1.98}{2} = (3.10 - 1.98) = 4.86 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 4.86 + (-5.86) \times \left(1 - \frac{1.98}{3.10}\right) = 2.74 \text{ KN.m}$$

➤ Effort tranchant**À l'ELU****Travée A-B :**

$$V_A = \frac{6.07 \times 4.40}{2} + \frac{(-8.17) - 0}{4.40} = 11.49 \text{ KN}$$

$$V_B = \frac{-6.07 \times 4.40}{2} + \frac{(-8.17) - 0}{4.40} = -15.21 \text{ KN}$$

Travée B-C:

$$V_B = \frac{6.07 \times 3.100}{2} + \frac{0 - (-8.17)}{3.10} = 12.04 \text{ KN}$$

$$V_C = \frac{-6.07 \times 3.100}{2} + \frac{0 - (-8.17)}{3.10} = -6.77 \text{ KN}$$

A L'ELS**Travée A-B :**

$$V_A = \frac{4.39 \times 4.40}{2} + \frac{(-5.86) - 0}{4.40} = 8.33 \text{ KN}$$

$$V_B = \frac{-4.39 \times 4.40}{2} + \frac{(-5.86) - 0}{4.40} = -10.99 \text{ KN}$$

Travée B-C:

$$V_B = \frac{4.39 \times 3.100}{2} + \frac{0 - (-5.86)}{3.10} = 8.69 \text{ KN}$$

$$V_C = \frac{-4.39 \times 3.100}{2} + \frac{0 - (-5.86)}{3.10} = -4.91 \text{ KN}$$

Les résultats de calcul de sollicitations sont résumé dans le tableau suivant:

Tableau III.3 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles type 3 du plancher étage courant ;

Travée	L(m)	L'(m)	Moment en appuis (KN.m)		Moment en travée(KN.m)	Effort tranchant (KN)	
			M _g	M _d		V _g	V _d
AB	4.40	4.40	-1.64	-8.17	10.89	11.49	-15.21
BC	3.10	3.10	-8.17	-1.64	3.78	12.04	-6.77

Tableau III.4 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles Type 3 du plancher étage courant :

Travée	L(m)	L'(m)	Moment en appuis (KN.m)		Moment en travée(KN.m)	Effort tranchant (KN)	
			M _g	M _d		V _g	V _d
AB	4.40	4.40	-1.18	-5.86	4.86	8.33	-10.99
BC	3.10	3.10	-5.86	-1.18	2.74	8.69	-4.91

Etude de poutrelles type 4 du Plancher commerce (méthode de forfaitaire)

On voit que les conditions d'application de la méthode Forfaitaire sont satisfaites

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.3}{3.1} = 1.0645 \text{ donc on applique la méthode forfaitaire}$$

✓ **Moments isostatiques****A L'ELU:****Travée E-F:**

$$M_0^u = \frac{ql^2}{8} = \frac{14.59 \times 3.3^2}{8} \rightarrow M_0^u = 19.86 \text{ KN.m.}$$

Travée FG:

$$M_0^u = \frac{ql^2}{8} = \frac{14.59 \times 3.1^2}{8} \rightarrow M_0^u = 17.52 \text{ KN.m.}$$

A L'ELS**Travée E-F:**

$$M_0^s = \frac{10.25 \times 3.3^2}{8} \rightarrow M_0^s = 13.95 \text{ KN.m.}$$

Travée FG:

$$M_0^s = \frac{ql^2}{8} = \frac{10.25 \times 3.1^2}{8} \rightarrow M_0^s = 12.31 \text{ KN.m.}$$

✓ **Moments aux appuis****Appuis de rive**

$$M_E = M_G = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration

équilibrant un moment égale à $0.15 \times M_0$

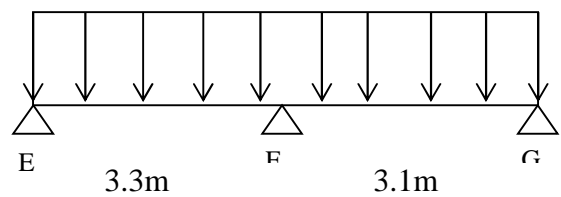


Fig.III.6 : schéma statique de la poutrelle.

Appuis intermédiaires**A L'ELU**

$$M_F = 0.6 \times M_{EF}^0 = 0.6 \times 19.86 = 11.92 \text{ KN.m}$$

A L'ELS :

$$M_F = 0.6 \times M_{EF}^0 = 0.6 \times 13.95 = 8.37 \text{ KN.m}$$

✓ Moments en travée

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{5+5.25} = 0.487$$

$$\alpha = 0.487 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.146 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.346 \end{cases}$$

A L'ELU

$$\left\{ M_t + \frac{M_{g+M_t}}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \right.$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$$

Travée E-F :

$$\{ M_t \geq 1.146 \times 19.86 - \frac{11.92}{2} = 16.8 \text{ KN.m} \rightarrow M_t \geq 13.36 \text{ KN.m}$$

Travée F-G :

$$\{ M_t \geq 1.146 \times 17.52 - \frac{11.92}{2} = 14.11 \text{ KN.m} \rightarrow M_t \geq 11.79 \text{ KN.m}$$

A L'ELS

$$\text{Travée E-F : } \begin{cases} M_t \geq 11.79 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 9.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée F-G : } \begin{cases} M_t \geq 9.91 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 8.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Les efforts tranchants

A L'ELU

Travée E-F :

$$V_E = \frac{14.59 \times 3.3}{2} = 24.07 \text{ KN}$$

$$V_F = 1.15 \times V_E = 27.68 \text{ KN}$$

Travée F-G :

$$V_F = 1.15 \times \frac{14.59 \times 3.1}{2} = 26 \text{ KN}$$

$$V_G = 22.61 \text{ KN}$$

Tableau de sollicitations à l'ELU des poutrelles type4 du plancher étage RDC(commerce) :

Travée	L(m)	M ₀ (KN.m)	M _i		Moment en travée(KN.m)	Effort tranchant (KN)	
			M _{i+1}	(KN.m)			
E-F	3.30	19.86	0	-11.92	16.8	24.07	27.68
F-G	3.10	17.52	-11.92	0	14.11	26	22.61

Tableau de sollicitations à l'ELS de poutrelles types4 du plancher étage RDC(commerce) :

Travée	L(m)	M ₀ (KN.m)	Moment en appuis (KN.m)		Moment en travée(KN.m)
E-F	3.30	13.95	0	-8.37	11.79
F-G	3.10	12.31	-8.37	0	9.91

Les résultats des sollicitations dans les différents types des poutrelles sont représentés dans les tableaux suivants:

- ✓ **Terrasse inaccessible:** Dans le plancher du terrasse inaccessible on a le types des poutrelles(1 et2)

Tableau III.5 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible :

Type	Travée	L(m)	L'(m) (M. Caquot)	M ₀ (KN.m) (M. forfaitaire)	Moment en appuis (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
1	AB	4.40	4.40	/	-1.728	-8.185	12.287	12.794	-16.514
	BC	3.10	2.48	/	-8.185	-3.685	2.225	11.776	-8.873
	CD	3.30	2.64	/	-3.685	-3.685	5.382	10.991	-10.991
	DE	3.10	2.48	/	-3.685	-3.685	4.317	10.325	-10.325
	EF	3.30	2.64	/	-3.685	-3.685	5.382	10.991	-10.991
	FG	3.10	2.48	/	-3.685	-3.685	2.225	8.873	-11.776
	GH	4.40	4.40	/	-8.185	-1.728	12.287	16.514	-12.794
2	AB	4.40	4.40	/	-1.728	-8.185	12.287	12.794	-16.514
	BC	3.10	2.48	/	-8.185	-4.966	1.507	11.363	-9.286
	CD	3.30	3.30	/	-4.966	-1.728	6.754	12.495	-9.486

Tableau III.6 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible :

Type	Travée	L(m)	L'(m) (M. Caquot)	M ₀ (KN.m) (M. forfaitaire)	Moment en appuis (KN.m)		Moment en travée (KN.m)
					M _g	M _d	
1	AB	4.40	4.40	/	-1.255	-5.939	8.984
	BC	3.10	2.48	/	-5.939	-2.674	1.648
	CD	3.30	2.64	/	-2.674	-2.674	3.944
	DE	3.10	2.48	/	-2.674	-2.674	3.166
	EF	3.30	2.64	/	-2.674	-2.674	3.944

	FG	3.10	2.48	/	-2.674	-5.939	1.648
	GH	4.40	4.40	/	-5.939	-1.255	8.984
2	AB	4.40	4.40	/	-1.255	-5.939	8.984
	BC	3.10	2.48	/	-5.939	-3.603	1.128
	CD	3.30	3.30	/	-3.603	-1.255	4.939

✓ **Planchers étage courant (habitation):** Dans le plancher du 4^{ème} au 10^{ème} étage on les types des poutrelles (1,2 et 3).

Tableau III.7 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant :

Type	Travée	L(m)	L'(m) (M. Caquot)	M ₀ (KN.m) (M. forfaitaire)	Moment en appuis (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
1	AB	4.40	4.40	/	-1.644	-7.787	11.052	11.582	-15.122
	BC	3.10	2.48	/	-7.787	-3.506	1.801	10.788	-8.026
	CD	3.30	2.64	/	-3.506	-3.506	4.755	10.014	-10.014
	DE	3.10	2.48	/	-3.506	-3.506	3.784	9.407	-9.407
	EF	3.30	2.64	/	-3.506	-3.506	4.755	10.014	-10.014
	FG	3.10	2.48	/	-3.506	-7.787	1.801	8.026	-10.788
	GH	4.40	4.40	/	-7.787	-1.644	11.052	15.122	-11.582
2	AB	4.40	4.40	/	-1.644	-7.787	11.052	11.582	-15.122
	BC	3.10	2.48	/	-7.787	-4.724	1.115	10.395	-8.419
	CD	3.30	3.30	/	-4.724	-1.644	6.068	11.445	-8.582
3	AB	4.40	4.40	/	-1.644	-8.177	10.883	11.493	-15.210
	BC	3.10	3.10	/	-8.177	-1.644	3.775	12.045	-6.769

Tableau III.8 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant :

Type	Travée	L(m)	L'(m) (M. Caquot)	M ₀ (KN.m) (M. forfaitaire)	Moment en appuis (KN.m)		Moment en travée (KN.m)
					M _g	M _d	
1	AB	4.40	4.40	/	-1.179	-5.582	8.011
	BC	3.10	2.48	/	-5.582	-2.513	1.335
	CD	3.30	2.64	/	-2.513	-2.513	3.460
	DE	3.10	2.48	/	-2.513	-2.513	2.758
	EF	3.30	2.64	/	-2.513	-2.513	3.460
	FG	3.10	2.48	/	-2.513	-5.582	1.335
	GH	4.40	4.40	/	-5.582	-1.179	8.011
2	AB	4.40	4.40	/	-1.179	-5.582	8.011
	BC	3.10	2.48	/	-5.582	-3.386	0.844
	CD	3.30	3.30	/	-3.386	-1.179	4.400
3	AB	4.40	4.40	/	-1.179	-5.861	7.891
	BC	3.10	3.10	/	-5.861	-1.179	2.748

✓ **Planchers étage service:** Dans le plancher 1^{er} et 2^{ème} étage on a le type de poutrelle2.

Tableau III.9: Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher service :

Type	Travée	L(m)	L'(m) (M. Caquot)	M ₀ (KN.) (M. Forfaitaire)	Moment en appuis (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
2	AB	4.40	4.40	/	-2.000	-9.461	12.644	13.347	-17.647
	BC	3.10	2.48	/	-9.461	-5.740	0.963	12.119	-9.718
	CD	3.30	3.30	/	-5.740	-2.000	6.933	13.362	-9.883

Tableau III.10 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage service :

Type	Travée	L(m)	L'(m)	Mo(KN.m) (M. forfaitaire)	Moment en appuis (KN.m)		Moment en travée (KN.m)
					M _g	M _d	
2	AB	4.40	4.40	/	-1.416	-6.698	9.073
	BC	3.10	2.48	/	-6.698	-4.064	0.743
	CD	3.30	3.30	/	-4.064	-1.416	4.976

✓ **Planchers étage commercial**

Dans le plancher du RDC on a les types des poutrelles 1, 2et4

Dans le plancher du 3^{ème} étage on a le type de poutrelle 1,2 et3.

Tableau III.11 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commerce :

Type	Travée	L(m)	L'(m) (M. Caquot)	Mo(KN.m) (M. forfaitaire)	Moment en appuis (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
1	AB	4.40	4.40	/	-2.882	-13.647	16.630	17.759	-23.962
	BC	3.10	2.48	/	-13.647	-6.144	1.804	17.117	-12.277
	CD	3.30	2.64	/	-6.144	-6.144	6.763	15.645	-15.645
	DE	3.10	2.48	/	-6.144	-6.144	5.246	14.697	-14.697
	EF	3.30	2.64	/	-6.144	-6.144	6.763	15.645	-15.645
	FG	3.10	2.48	/	-6.144	-13.647	1.804	12.277	-17.117
	GH	4.40	4.40	/	-13.647	-2.882	16.630	23.962	-17.759
2	AB	4.40	4.40	/	-2.882	-13.647	16.630	17.759	-23.962
	BC	3.10	2.48	/	-13.647	-8.279	0.585	16.429	-12.965
	CD	3.30	3.30	/	-8.297	-2.882	9.100	18.154	-13.137
3	AB	4.40	4.40	/	-2.882	-14.331	16.340	17.603	-24.117
	BC	3.10	3.10	/	-14.331	-2.882	5.352	19.320	-10.074

4	EF	3.30	/	12.907	-1.936	-7.744	10.925	15.645	-17.992
	FG	3.10	/	11.390	-7.744	-1.936	9.185	16.902	-14.697

Tableau III.12 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commercial :

Type	Travée	L(m)	L'(m) (M. Caquot)	M ₀ (KN.m) (M. forfaitaire)	Moment en appuis (KN.m)		Moment en travée (KN.m)
					M _g	M _d	
1	AB	4.40	4.40	/	-1.905	-9.489	11.729
	BC	3.10	2.48	/	-9.489	-4.272	1.336
	CD	3.30	2.64	/	-4.272	-4.272	4.798
	DE	3.10	2.48	/	-4.272	-4.272	3.732
	EF	3.30	2.64	/	-4.272	-4.272	4.798
	FG	3.10	2.48	/	-4.272	-9.489	1.336
	GH	4.40	4.40	/	-9.489	-1.905	11.729
2	AB	4.40	4.40	/	-1.905	-9.489	11.729
	BC	3.10	2.48	/	-9.489	-5.757	0.490
	CD	3.30	3.30	/	-5.757	-1.905	6.420
3	AB	4.40	4.40	/	-1.905	-9.965	11.527
	BC	3.10	3.10	/	-9.965	-1.905	3.797
4	EF	3.30	/	9.070	-1.360	-5.442	7.677
	FG	3.10	/	8.004	-5.442	-1.360	6.455

Ferraillage des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme une section en T, elles seront ferraillées à la flexion simple sous les sollicitations les plus défavorables.

Les sollicitations les plus défavorables sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau.III.13. Sollicitation maximal dans les poutrelles des différents planchers :

	Etat limite						
	ELU				ELS		
	M travée (KN.m)	M _a inter (KN.m)	M _a rive (KN.m)	V _{max} (KN)	M travée (KN.m)	M _a inter (KN.m)	M _a rive (KN.m)
Terrasse inaccessible	12.287	-8.185	-1.728	-16.514	8.984	-5.939	-1.255
Plancher étage habitation	11.052	-8.177	-1.644	-15.210	8.011	-5.861	-1.179
Plancher à usage commercial	16.630	-14.331	-2.882	-24.117	11.729	-9.965	-1.905
Plancher à usage service	12.644	-9.461	-2.000	-17.647	9.073	-6.698	-1.416

III.2.1.5 Ferrailage des poutrelles

Exemple de calcul

On prend comme exemple de calcul (ferrailage) les poutrelles de planchers étage courant (habitation) qu'est sollicité par les sollicitations suivantes:

ELU

$$M_t = 11.052 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{inter}} = -8.177 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{rive}} = -1.644 \text{ KN.m}$$

$$V = 15.210 \text{ KN}$$

ELS

$$M_t = 8.011 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{inter}} = -5.861 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{rive}} = -1.179 \text{ KN.m}$$

$$L = 4.40 \text{ m.}$$

❖ les caractéristique géométriques de la poutrelle sont:

- $b = 65 \text{ cm}$
- $b_0 = 12 \text{ cm}$
- $h = 20 \text{ cm}$
- $d = 18 \text{ cm}$
- $d' = 2 \text{ cm}$
- $h_0 = 4 \text{ cm}$
- $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

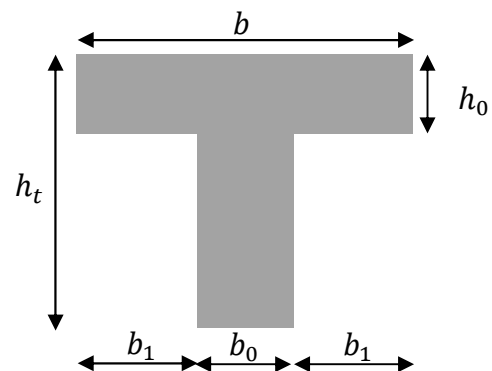


Fig. III.7: Coupe transversale d'une poutrelle.

Calcul à ELU:

A- Armature longitudinales:

En travée

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

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$d = 0.9h = 0.18 \text{ m}$$

le Moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02)$$

$$M_{tu} = 59,072 \text{ KN.m.}$$

$M_t = 11,052 \text{ KN.m} < M_{tu} = 59,072 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression donc la table n'est pas entièrement comprimée \rightarrow Le calcul sera mené pour une section rectangulaire $b \times h$ ($0,65 \times 0,20$)m².

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{11,052 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,032 \times 14,2} = 0,0369 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (les armatures dans la zone comprimée ne sont pas nécessaires).}$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A :}$$

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,047$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,047) = 0,176 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{11,052 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 1,798 \text{ cm}^2.$$

$$\text{soit } A_s = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 2,26 + 0,79 = 3,05.$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / F_e \leq A_{\text{cal.}}$$

$$A_{\min} = (0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1) / 400 = 1,413 \text{ cm}^2$$

$A_{\min}=1.413 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}}=1.798 \text{ cm}^2$Condition vérifiée

Aux appuis:

a) Appuis rives:

$M_a^{\text{rive}} = -1.644 \text{ KN.m}$ (la table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui donc le béton n'intervient pas dans le calcul → la section en T sera calculer comme une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) \rightarrow (0.10 \times 0.20) \text{ m}^2$

$M_u = 1.644 \text{ KN.m}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.644 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0297$$

$$\mu_{bu} = 0.0297 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0297}) = 0.0378$$

Avec :

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0378) = 0.1773 \text{ m}$$

$$A_{a \text{ rive}} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{1.644 \times 10^{-3}}{0.1773 \times 348} = 0.266 \text{ cm}^2$$

soit $A_s = 1 \text{ HA}10 = 0.79$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.2608 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0.2608 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}} = 0.267 \text{ cm}^2$Condition vérifiée

a) Appuis intermédiaires:

$M_u = -8.177 \text{ KN.m}$ (la table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui donc le béton n'intervient pas dans le calcul \rightarrow la section en T sera calculer comme une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) \rightarrow (0.10 \times 0.20) \text{ m}^2$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.177 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.148$$

$$\mu_{bu} = 0.148 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.148}) = 0.201$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.201) = 0.165 \text{ m}$$

$$A_{a \text{ inter}} = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{8.177 \times 10^{-3}}{0.165 \times 348} = 1.424 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } A_s = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.2608 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.2608 \text{ cm}^2 < A_{a \text{ inter}} = 1.45 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

Le ferrailage opter est :

- En travée: $A_{\text{trav}} = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 3.05 \text{ cm}^2$.
- En appui intermédiaire: $A_{a \text{ inter}} = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$.

- En appui de rive: $A_{a\ rive} = 1HA10 = 0.79\text{ cm}^2$.

• **Vérifications à ELU**

❖ **Vérification de l'effort tranchant (cisaillement):**

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right] = 3.33\text{ MPA}$$

$$V^{\max} = 15.210\text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{15.210 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.704\text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

B-Armatures transversales:

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \{ h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L \}$$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L = 8\text{mm}$).

$$\Phi_t \leq \min \{ 200 / 35, 120 / 10, 8 \} = 5.714\text{ mm}$$

On adopte a un étrier $\Phi 6$.

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0.57\text{cm}^2$.

❖ **Espacement S_t**

L'espacement entre les armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

$$1) S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2\text{cm}$$

$$2) St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}$$

$$3) \left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

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

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow St = 0.57 \times 10^{-4} \frac{0.8 \times 400}{0.12 \times (0.848 - 0.3 \times 2.1)} = 83.67 \text{ cm}$$

$St \leq 83.67 \text{ cm}$.

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.12} = 47.5 \text{ cm}$$

$St = \min(1; 2; 3)$

Soit $St = 15 \text{ cm}$.

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table – nervure:**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right) \text{ MPa}$

$$b_1 = (b - b_0) / 2 \rightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{0.265 \times 15.210 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.957 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

❖ **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis:**

Appuis de rive

On doit vérifier que : $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_c$ (Art A.5.1.3.1.2 [1]).

$$A_s = 3.05 + 0.79 = 3.84 \text{ cm}^2.$$

$$1.15 \times 15.21 \times 10^{-3} / 400 = 0.43 \text{ cm}^2$$

$A_s > 1.15 \times V_u / f_c$Condition vérifiée.

Appuis intermédiaires

On doit vérifier que :

$$A_s \geq 1.15 / f_c (V_u + M_u / 0.9d)$$

$$A_s = 3.05 + 2.26 = 5.31 \text{ cm}^2.$$

$$1.15 / 400 (15.21 - 11.052 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.18) = 0.74 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq 1.15 / f_c (V_u + M_u / 0.9d)$Condition vérifiée.

❖ **Vérification de l'effort tranchant dans le béton**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ (Art A.6.1.3 [1]).

$$\text{Avec : } a_{\max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.20 \text{ cm}$$

$V_u = 0.01521 \text{ MN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.12 \times 25 = 0.129 \text{ MN}$ Condition vérifiée.

• **Vérifications à l'ELS**

la fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers n'est pas nécessaire alors il y a lieu de vérifier:

- ✓ état limite d'ouverture des fissures;
- ✓ état limite de compression de béton;
- ✓ état limite de déformation.

1-Etat limite d'ouverture des fissures

la fissuration est peu nuisible donc pas de vérification à faire (Art B.6.3BAEL)

2-Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

- **En travée**

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = -1.205 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure) \Rightarrow calcule comme une section en T.

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15Ad] = 0$$

$$\frac{12}{2} \times y^2 + [(65 - 12) \times 4 + 15 \times 3.05] \times y - [(65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.05 \times 18] = 0$$

$$y = 5.56 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I : (moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre).

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{65 \times 5.56^3}{3} - \frac{(65 - 12)}{3} \times (5.56 - 4)^3 + 15 \times 3.05 (18 - 5.56)^2$$

$$I = 10736.96 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.011 \times 0.001}{10736.96 \times 0.000000001} 0.0556$$

$$\sigma_{bc} = 4.148 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.148 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis**

Appuis intermédiaires

$$M_{a \text{ ser}} = -5.861 \text{ KN.m} < 0 \text{ le calcul se fait pour une section } (b_0 \times h)$$

Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} y^2 - 15 A_{st} (d - y) = 0.$$

$$12/2 y^2 - 15 * 2.26 (18 - y) = 0$$

$$6y^2 + 33.9y - 610.2 = 0$$

$$y = 7.711 \text{ cm}$$

Calcul de I

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 A_{st} (d - y)^2$$

$$I = 5422.743 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{5.861 \times 10^{-3}}{5422.743 \times 10^{-8}} \times 0.07711 = 8.334 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = 8.334 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Appuis de rive:

$$M_{a \text{ ser}} = -1.179 \text{ KN.m} < 0 \text{ le calcul se fait pour une section } (b_0 \times h)$$

Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} y^2 - 15 A_{st} (d - y) = 0.$$

$$12/2 y^2 - 15 * 0.79 (18 - y) = 0$$

$$6y^2 + 11.85y - 213.3 = 0 \rightarrow y = 5.056 \text{ cm}$$

Calcul de I

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_{st}(d - y)^2 \rightarrow I = 2502.39 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{1.179 \times 10^{-3}}{2502.39 \times 10^{-8}} \times 0.05056 = 2.382 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$Condition vérifiée

3-Etat limite de déformation

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.

Evaluation de la flèche BAEL 91(Article B.6.5) et le CBA 93

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \text{et} \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}.$$

- h : Hauteur de la poutrelle,
- L : Longueur de la travée,
- M_t : Moment en travée,
- M_0 : Moment isostatique de cette travée,
- A : Section des armatures choisies.

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{440} = 0.0454 < \frac{1}{16} = 0.063 \rightarrow$ la 1^{ère} condition n'est pas satisfaite donc on doit faire

une vérification de la flèche.

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

La flèche admissible pour une poutre de longueur inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{440}{500} = 0.88 \text{ cm}$$

- f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.
- f_{ij} : 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).

▪ **Propriété de la section :**

$$y=5.56\text{cm}, L=4.40\text{m}, I=10736.96 \text{ cm}^4, A_s=3.05\text{cm}^2$$

▪ **position de l'axe de gravité:**

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15A_s \times d}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15A_s} = 7.007 \rightarrow v = 7.33\text{cm}$$

$$v' = h - v = 12.67\text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0}{3} \times (h - v)^3 - \frac{(b - b_0) \times (v - h_0)^3}{3} + 15A_s \times (d - v)^2$$

$$I_0 = 21225\text{cm}^4 \text{ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton en cm}^4\text{))}$$

▪ **Evaluation des moments en travée :**

- $q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.85 = 1.852\text{KN/m}$ (La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement).
- $q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.25 = 3.4125\text{KN/m}$ (La charge permanente qui revient à la poutrelle).
- $q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.25 + 1.5) = 4.3875\text{KN/m}$ (La charge permanente et la surcharge d'exploitation).

$$M_0 = 10.618\text{KN.m}; M_t = 8.011\text{KN.m} \text{ et } \frac{M_t}{M_0} = 0.75.$$

- $M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \times \frac{M_t}{M_0} = 3.361\text{KN.m}$

- $M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \times \frac{M_t}{M_0} = 6.193 \text{KN.m}$

- $M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \times \frac{M_t}{M_0} = 7.963 \text{KN.m}$

- $\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.05}{10 \times 18} = 0.01412$

- $\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.05 \cdot 2.1}{(2 + 3 \cdot \frac{10}{65}) \cdot 0.0169} = 2.9117 \dots \text{Déformation instantanée.}$

$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.1646 \dots \text{Déformation différée.}$

▪ **Calcul des déformations E_i et E_v :**

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3} \dots \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$

$E_i = 32164.20 \text{MPa.}$

$E_v = 1/3 \times E_i \dots \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$

- **Contraintes (σ_s) :**

- $\sigma_{sj} = \frac{M_{jser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} = 66.630 \text{MPa;}$

- $\sigma_{sg} = \frac{M_{gser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} = 122.779 \text{MPa;}$

- $\sigma_{sp} = \frac{M_{pser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} = 157.851 \text{MPa.}$

Inerties fictives (If) :

$-\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 0.373;$

$-\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0.5932 ;$

$$-\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0.6663.$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$- I_{ij}^f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 1.1188 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

$$- I_{ig}^f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 0.856 \times 10^{-4} \text{m}^4 ;$$

$$- I_{ip}^f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 0.7940 \times 10^{-4} \text{m}^4 ;$$

$$- I_{vg}^f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 1.380 \times 10^{-4} \text{m}^4.$$

Evaluation des flèches :

$$- f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ij}^f} = 1.79 \text{ mm} ;$$

$$- f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ig}^f} = 4.31 \text{ mm};$$

$$- f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ip}^f} = 5.98 \text{ mm};$$

$$- f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{gv}^f} = 8.027 \text{ mm}.$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 8.484 - 1.968 + 6.151 - 4.502 = 8.165 \text{ mm}.$$

$$\Delta f_t = 7.90 \text{ mm} < f_{adm} = 8.80 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Ferraillage des poutrelles de planchers étage courant:**Tableau III.14: Ferraillage des poutrelles de planchers étage courant :**

	M_t (KN.m)	u_{bu} (KN.m)	α	Z(m)	A_{calc} (cm ²)	$A_{choisit}$ (cm ²)
En travée	11.052	0.0369	0.047	0.1766	1.798	2HA12+1HA10=3.05
En appui intermédiaire	-8.177	0.178	0.247	0.162	1.45	2HA12+1HA10=3.05
En appui de rive	-1.644	0.0358	0.0456	0.1767	0.267	1HA10=0.79

Pour les autres planchers , on procède de la même manière pour le calcul du ferraillage à l' ELU et les vérifications à l'ELS. les résultats sont présentés dans les tableaux suivants:

❖ Planchers terrasse inaccessible**Tableau III.15: Ferraillage des poutrelles de planchers terrasse inaccessible ;**

	M_t (KN.m)	u_{bu} (KN.m)	α	Z(m)	A_{calc} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisit}$ (cm ²)
En travée	12.287	0.0412	0.0526	0.176	2.005	1.413	2HA14+1HA12=4.21
En appui intermédiaire	8.185	0.1486	0.202	0.165	1.422	0.261	1HA14+1HA10=2.33
En appui de rive	1.728	0.0314	0.040	0.177	0.280	0.261	1HA10=0.79

❖ Planchers étage commercial**Tableau III.16: Ferraillage des poutrelles de planchers étage commercial :**

	M_t (KN.m)	u_{bu} (KN.m)	α	Z(m)	A_{calc} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisit}$ (cm ²)
En travée	16.630	0.0557	0.0717	0.175	2.734	1.413	3HA14=4.62
En appui intermédiaire	14.331	0.2602	0.384	0.152	2.705	0.261	1HA10+1HA14=2.33
En appui de rive	2.882	0.0523	0.0672	0.175	0.473	0.261	1HA10=0.79

❖ Planchers étage service

Tableau III.17: Ferrailage des poutrelles de planchers étage service :

	M_t (KN.m)	u_{bu} (KN.m)	α	Z(m)	A_{calc} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisit}$ (cm ²)
En travée	12.644	0.042	0.0541	0.1761	2.064	1.413	3HA12=3.39
En appui intermédiaire	9.461	0.1718	0.2372	0.163	1.667	0.261	1HA12+1HA10=1.92
En appui de rive	2.000	0.0363	0.0462	0.1767	0.325	0.261	1HA10=0.79

III.2.1.6 Les vérification

❖ Les vérification à L'ELU

Tableau III.18: Vérification des armatures longitudinales et de cisaillement :

/	Armature longitudinale aux appuis		Jonction	Effort tranchant	
	Appui rive	Appui intermédiaire	table Nervure	La bielle	Cisaillement
	$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$ (cm ²)	$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$	$\tau_u = \frac{V_u \times b1}{0.9 \times d \times b \times h_0}$ $\leq \bar{\tau}_u$ $\bar{\tau}_u = 3.25MPa$	$V_u \leq 0.267b_0 \times a \times f_{c28}$ $a = 0.9 \times d$ $V_u \leq 129.76KN$	$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$ $\leq \bar{\tau}_u$ $\bar{\tau}_u = 3.25MPa$
Terrasse inaccessible	$A_L = 5$ $A_L \geq 0.474$ Vérifiée	$A_L = 6.67$ $A_L \geq 1.92$ Vérifiée	$\tau_u = 1.040$ Vérifiée	$V_u = 16.514$ Vérifiée	$\tau_u = 0.764$ Vérifiée
Planchers étage courant	$A_L = 3.84$ $A_L \geq 0.4373$ Vérifiée	$A_L = 5.31$ $A_L \geq 1.88$ Vérifiée	$\tau_u = 0.49$ Vérifiée	$V_u = 15.210$ Vérifiée	$\tau_u = 0.845$ Vérifiée

Planchers étage service	$A_L=4.18$ $A_L \geq 0.507$ Vérifiée	$A_L=5.65$ $A_L \geq 2.186$ Vérifiée	$\tau_u=0.576$ Vérifiée	$V_u=17.647$ Vérifiée	$\tau_u=0.98$ Vérifiée
Planchers étage commercial	$A_L=5.41$ $A_L \geq 0.7$ Vérifiée	$A_L=7.7$ $A_L \geq 3.23$ Vérifiée	$\tau_u=0.787$ Vérifiée	$V_u=24.117$ Vérifiée	$\tau_u=1.339$ Vérifiée

❖ **Vérification à L'ELS**

✓ **Vérification de l'état limite de compression du béton des poutrelles de différents planchers:** les résultat sont résumé dans le tableau suivant

Tableau III.19: Vérifications des états limite de compression du béton des différentes poutrelles :

/		M_{ser} KN.m	$A_{choisit}$ cm ²	y cm	I $\times 10^{-4}m^4$	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{adm}$ $\sigma_{bc}^{adm}=15$ MPa
Terrasse inaccessible	Travée	8.984	4.21	4.37	1.030	$\sigma_{bc}=3.40$
	App riv	-1.125	0.79	2.38	0.318	$\sigma_{bc}=0.887$
	App int	-5.939	1.54	3.84	0.802	$\sigma_{bc}=2.806$
Plancher étage service	Travée	9.073	3.39	4.58	1.124	$\sigma_{bc}=3.698$
	App riv	-1.416	0.79	2.38	0.3183	$\sigma_{bc}=1.06$
	App int	-6.698	2.26	3.84	0.802	$\sigma_{bc}=3.2$
Plancher étage commerciale	Travée	11.792	4.62	5.22	1.44	$\sigma_{bc}=4.274$
	App riv	-1.905	0.79	2.38	0.318	$\sigma_{bc}=1.47$
	App int	-9.965	3.08	4.39	0.104	$\sigma_{bc}=4.21$
Observation						Vérifiée

✓ **Vérification de l'état limite de déformation des poutrelles de différents**

planchers: les résultat sont résumé dans le tableau suivant:

Tableau III.20: Vérifications des états limites de déformation des différentes poutrelle :

Plancher	Terrasse inaccessible	Etage commercial	Etage service
q_{jser} (KN/m)	1.8525	1.8525	1.8525
q_{gser} (KN/m)	4.212	3.4125	3.4125
q_{pser} (KN/m)	4.862	6.662	5.0375
M_{jser} (KN.m)	3.361	3.361	3.361
M_{gser} (KN.m)	7.644	6.193	6.193
M_{pser} (KN.m)	8.824	12.015	9.143
I_0 (m ⁴)	2.314×10^{-4}	2.38×10^{-4}	2.179×10^{-4}
ρ	0.0195	0.021	0.157
λ_v	0.843	0.77	1.048
λ_i	2.109	1.92	2.62
σ_{sj} (MPa)	48.905	44.746	60.194
σ_{sg} (MPa)	111.224	82.449	110.913
σ_{sp} (MPa)	128.39	159.946	163.729
μ_j	0.378	0.38	0.375
μ_g	0.658	0.59	0.594
μ_p	0.696	0.767	0.703
$I_{f_{ij}}$ (m ⁴)	1.41×10^{-4}	1.51×10^{-4}	1.21×10^{-4}
$I_{f_{ig}}$ (m ⁴)	1.065×10^{-4}	1.21×10^{-4}	0.937×10^{-4}

$I_{ip} \text{ (m}^4\text{)}$	1.03×10^{-4}	1.057×10^{-4}	0.843×10^{-4}
$I_{vg} \text{ (m}^4\text{)}$	1.636×10^{-4}	1.79×10^{-4}	1.47×10^{-4}
$f_{ji} \text{ (mm)}$	1.41	1.326	1.657
$f_{gi} \text{ (mm)}$	4.28	3.0.36	3.94
$f_{pi} \text{ (mm)}$	5.10	6.778	6.46
$f_{gv} \text{ (mm)}$	8.36	6.185	7.50
$\Delta f \text{ (mm)}$	7.770	8.60	8.36
$f_{adm} \text{ (mm)}$	8.8	8.8	8.8
$\Delta f \leq f_{adm}$	Condition vérifiée		

Schémas de ferrailage des différentes poutrelles

Tableau III.21: Schémas de ferrailage des différentes poutrelles :

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage courant			
Plancher terrasse inaccessible			

Plancher à usage bureaux			
Plancher à usage commercial			

III.2.6 Ferrailage de la dalle de compression

Selon le BAEL (B.6B8 ,423), la dalle de compression sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures;
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$.

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2 / \text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit :

5TS6/ml = 1.41 cm² perpendiculaires aux poutrelles → St = 20 cm ≤ 20 cm..... condition vérifiée.

3TS6/ml = 0.85 cm² parallèles aux poutrelles → St = 30 cm < 33 cm.....condition vérifiée.

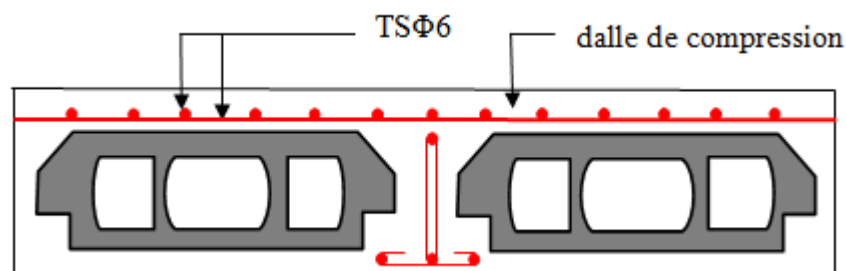


Fig III.8: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

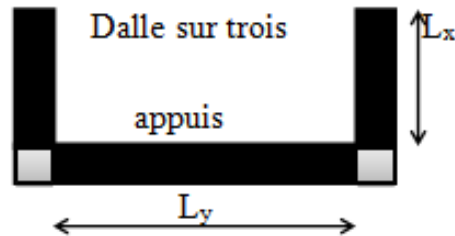
III.3 Etude des dalles pleines

III.4.1. Introduction

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur un ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de ce projet, les dalles pleines d'épaisseur 14 cm sont définies en trois types :

1) Dalle sur trois appuis



$$L_x = 1.35 - 0.35/2 = 1.2 \text{ m}$$

$$L_y = 3.10 - 0.30/2 = 2.95$$

$\rho = L_x/L_y = 1.2/2.95 = 0.41 > 0.4 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens x et y.

- **calcul des sollicitations**

$$q_u = 12.13 \text{ KN/m}^2, q_s = 8.6 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{\text{travée}} = 0.85 \times M_0$$

$$M_{\text{appui}} = -0.3 \times M_0$$

a L'ELU:

✓ **le moment en travée**

on $L_x = 1.2 < L_y/2 = 1.475 \text{ m} \rightarrow$ Donc:

$$M_{0x} = \frac{q_u \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times q_u \times l_x^3}{3} = 11.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \frac{q_u \times L_x^3}{6} = 3.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{travée}} : \begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 10.03 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 2.8 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **le moment aux appuis**

$$M_{\text{appui}} : M_{ax} = M_{ay} = -0.3M_{0x} = -3.54 \text{KN.m}$$

Ferrailage:

le ferrailage est mené a la flexion simple de $b=1\text{m}$

$$\text{le diamètre des armatures: } \emptyset \leq \frac{e}{10} = \frac{14}{10} = 1.4\text{cm}$$

alors on opte $\emptyset=12\text{mm}$

$$d_x = h - (c + \emptyset/2) = 14 - (2 + 0.6) = 11.4\text{cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\emptyset}{2} + \emptyset + c\right) = 14 - (0.6 + 1.2 + 2) = 10.2\text{cm}$$

on opte $d_x = 11\text{cm}$ et $d_y = 10\text{cm}$.

- **en travée:**

- **sens x-x:**

$$M_{tx} = 10.03 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.03 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} = 0.0584$$

$$\mu_{bu} = 0.0584 < 0.186 \Rightarrow \text{le diagramme passe par le pivot A: } \xi_{st} = 10\%$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0584}) = 0.075$$

$$\text{Avec : } z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$z = 0.11 \times (1 - 0.4 \times 0.075) = 0.1067 \text{m}$$

$$A_{tx} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{10.03 \times 10^{-3}}{0.1067 \times 348} = 2.70 \text{cm}^2$$

soit $A = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{cm}^2$

- sens y-y:

$$M_{ty} = 2.8 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{2.8 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10^2 \times 14.2} = 0.0197$$

$$\mu_{bu} = 0.0197 < 0.186 \Rightarrow \text{le diagramme passe par le pivot A: } \xi_{st} = 10\%$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0197}) = 0.025$$

$$\text{Avec : } z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$z = 0.1 \times (1 - 0.4 \times 0.025) = 0.10 \text{ m}$$

$$A_{ty} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{2.8 \times 10^{-3}}{0.10 \times 348} = 0.8046 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } A = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis:**

$$M_{ax} = M_{ay} = -3.54 \text{ KN.m}$$

$$\text{soit: } A = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2.$$

- ❖ **Les vérifications à l'ELU:**

1) **La condition de non fragilité:** D'après le RPA

En travée

$$e = 14 \text{ cm} \geq 12 \text{ cm} \text{ et } \rho > 0.4$$

$$\rightarrow A_{tx \text{ min}} = \rho_0 / 2(3 - \rho) b \times e ; A_{ty \text{ min}} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour } f_e 400$$

$$A_{tx \text{ min}} = 1.45 \text{ cm}^2, A_{ty \text{ min}} = 1.12 \text{ cm}^2.$$

Aux appuis:

$$A_{a\ min}=0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

2) calcul des espacements st:

on a FPN

sens x-x: $st = \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \rightarrow (100/4=25\text{cm})$ on adopte $st_x=25\text{cm}$.

sens y-y: $st = \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \rightarrow (100/3=33.33\text{cm})$ on adopte $st_y=33\text{cm}$.

3) L'effort tranchant:

on doit vérifier que: $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25\text{MPa}$

$$\rho > 0.4 \rightarrow V_u = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 4.85\text{KN}$$

$\tau_u = 0.044\text{MPa} < 1.25\text{MPa}$condition vérifier.

✓ Vérification a l'ELS:**1) Etat limite de compression du béton**

les résultat de vérification son résumés dans le tableau suivant;

Tableau III.22: Contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis :

Sens		M_t (KN.m)	M_0 (KN.m)	Y(cm)	$I \times 10^{-4}$ (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	remarque
travé	x-x	7.11	8.36	0.029	0.471	4.40	15	vérifier
	y-y	2.1	2.47	0.021	0.252	1.76	15	vérifier
appui	x-x	3.5	/	0.021	0.252	2.09	15	vérifier
	y-y	3.5	/	0.021	0.252	0.62	15	vérifier

2) Etat limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16} ; \quad 2) \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} ; \quad 3) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Sens x-x

$$1) \frac{h_t}{l} = \frac{0.14}{1.2} = 0.166 > \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h_t}{l} = 0.166 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.117 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$3) \frac{A_s}{b \times d} = 0.0028 > \frac{2.4}{f_e} = 0.006 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

toutes les conditions de BAEL91 sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Sens y-y

$$1) \frac{h_t}{l} = \frac{0.14}{2.95} = 0.047 < \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

donc la vérification de la flèche est nécessaire

les résultat de vérification sont résumés dans le tableau suivant;

Tableau III.23: Vérification de la flèche à l'E.L.S

Plancher	Sens y-y
q_{jser} (KN/m)	3.5
q_{gser} (KN/m)	5.1
q_{pser} (KN/m)	8.6
M_{jser} (KN.m)	0,077
M_{gser} (KN.m)	0,113
M_{pser} (KN.m)	0,191

I_0 (Cm ⁴)	0,000234
ρ	0,001258
λ_v	6,67549
λ_i	16,6887
σ_{sj} (Mpa)	45,6014
σ_{sg} (Mpa)	66,4478
σ_{sp} (Mpa)	112,049
μ_j	0
μ_g	0
μ_p	0
$I_{f_{ij}}$ (m ⁴)	0,00025
$I_{f_{ig}}$ (m ⁴)	0,00026
$I_{f_{ip}}$ (m ⁴)	0,00026
$I_{f_{vg}}$ (m ⁴)	0,00026
f_{ji} (m)	0,03535
f_{gi} (m)	0,05151
f_{pi} (m)	0,08685
f_{gv} (m)	0,1545
Δf (cm)	0,1545
f_{adm} (cm)	0.6

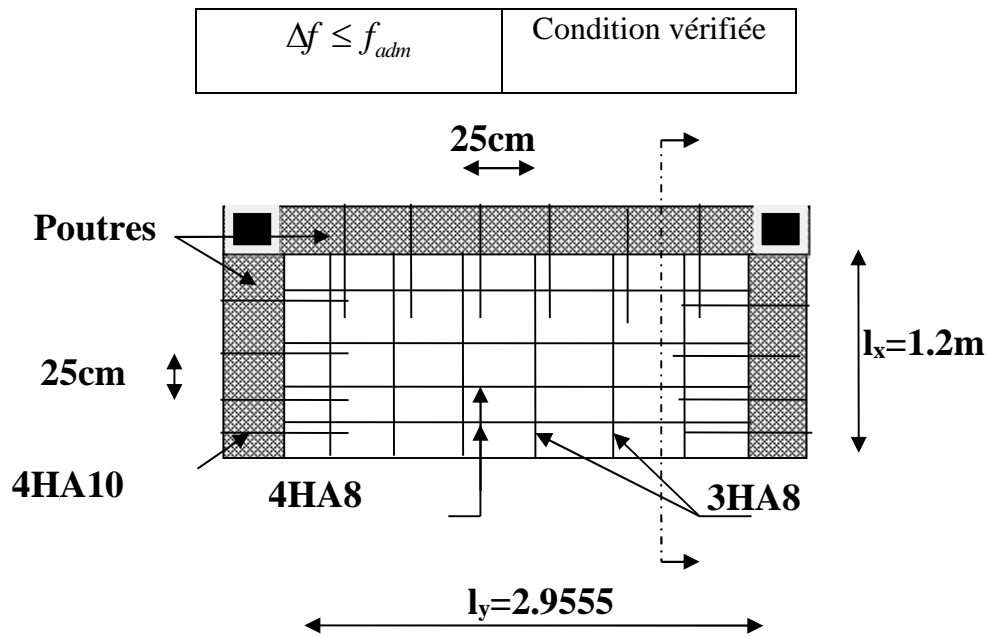
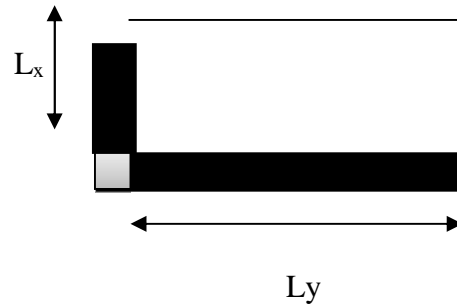


Fig. III.9: schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.

2) Dalle sur deux appuis

$$\begin{cases} L_x = 1.35 - \frac{0.3}{2} = 1.20 \text{ m} \\ L_y = 4.40 - \frac{0.35}{2} = 4.05 \text{ m} \end{cases}$$



$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.296 < 0.4$: La dalle travaille (fléchit) dans les deux sens.

$G = 6.1 \text{ KN/m}^2$;

$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$;

$e = 14 \text{ cm}$,

$b = 1 \text{ m}$.

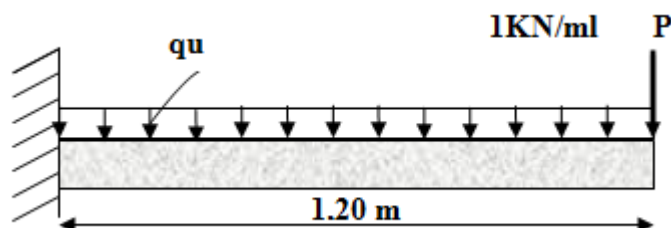


Fig. III.10: schéma statique de la dalle plane sur deux appuis

- **Calcul des charges:**

- $q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.1 + 1.5 \times 3.5) = 12.135 \text{ KN/m}^2$
- $q_s = G + Q = 5.1 + 3.5 = 8.6 \text{ KN/m}^2$

la charge concentrée due au poids propre de la cloison

- $P^u = 1.35(\rho \times e \times H \times 1\text{ml}) = 1.35 \times (25 \times 0.1 \times 1 \times 1\text{ml}) = 3.37.$
- $P^s = (\rho \times e \times H \times 1\text{ml}) = (25 \times 0.1 \times 1 \times 1) = 2.5 \text{ KN}.$

- **Calcul des sollicitations:**

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

A L'ELU

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + P \times 1.2 = 13.35 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (q_u \times l) + P = 18.41 \text{ KN}$$

- **Le ferrailage:**

Ce type de dalle se calcule comme une console soumise à la flexion simple.

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.24: Résultats de ferrailage de la dalle sur 2 appuis :

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
13.35	0.065	0.084	0.116	3.31	1.45	3HA10= 3.39

- **calcul des espacements s_t :**

on FPN

sens x-x: $st \leq \min(3e, 33\text{cm}) \rightarrow$ on adopte $st_x=25\text{cm}$.

sens y-y: $st \leq \min(4e, 45\text{cm}) \rightarrow$ on adopte $st_y=25\text{cm}$.

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18.41 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.16 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{Mpa}.$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires dans la dalle

à L'ELS:

$$q_s = (G+Q)$$

$$q_s = (5.1 + 3.5) = 8.6 \text{KN/m}^2$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + P \times 1.2 = 9.61 \text{KN.m}$$

- **Vérification de σ_{bc}**

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$y = 2.4 \text{cm}$$

Calcul de I

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

$$I = 3240 \text{cm}^4$$

- **Calcul de σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$\sigma_{bc} = 7.13 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$ donc il n'y pas de risque de fissuration du béton.

- **La flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite:

$$1) \frac{h_t}{l} = \frac{0.14}{1.2} = 0.116 > \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h_t}{l} = 0.116 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

3) $\frac{A_s}{b \times d} = 0.003 \leq \frac{2.4}{f_e} = 0.006 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage

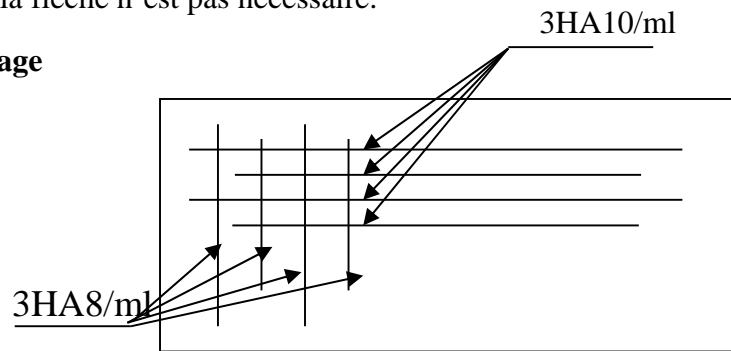


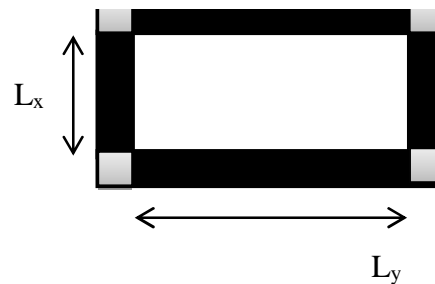
Fig. III.11 schéma de ferrailage de la dalle plane sur 2 appuis.

3) Dalle sur quatre appuis

$L_x = 1.5 \text{ m}$

$L_y = 2.75 \text{ m}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.54 \geq 0.4$



La dalle travaille dans les deux sens

• Calcul des sollicitations

A l'ELU

$G = 5.1 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.13 \text{ KN/m}^2$

$\rho = 0.54 \begin{cases} \mu_x = 0.0908 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \quad (\text{annexe II})$

$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0908 \times 12.13 \times 1.5^2 = 2.48 \text{ KN.m}$

$M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.2500 \times 2.48 = 0.62 \text{ KN.m}$

En travée

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 2.48 = 1.86 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_0^y = 0.75 \times 0.62 = 0.46 \text{ KN.m} \end{cases} \text{ (Panneau intermédiaire)}$$

En appui

$$M_x^a = M_y^a = -0.5M_{0x} = -0.5 \times 2.48 = -1.24 \text{ KN.m} \text{ (Panneau intermédiaire)}$$

- **Ferraillages**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m.

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = e = 14 \text{ cm}$; $d_x = 11 \text{ cm}$; $d_y = 10 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

- **la condition de non fragilité**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{min} = A_a^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \text{ avec } f_e E 400 \rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 1.37 \\ A_y^{min} = A_a^{min} = 1.2 \end{cases} \text{ (cm}^2\text{)}$$

les résultat de ferraillage sont résumée dans le tableau suivant:

Tableau III.25: Résultats de ferraillage de la dalle pleine :

Sens		M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adp} (cm ² /ml)
travée	x-x	1.86	0.009	0.011	0.119	0.447	1.37	3HA8= 1.51
	y-y	0.465	0.0022	0.002.8	0.119	0.111	1.12	3HA8= 1.51
appui	x-x	1.24	0.0060	0.0076	0.119	0.3	1.12	3HA8= 1.51
	y-y							

- **Espacement des armatures**

sens x-x: $st = \min(3e, 33\text{cm}) \rightarrow$ on adopte $st_x = 25\text{cm}$.

sens y-y: $st = \min(4e, 45\text{cm}) \rightarrow$ on adopte $st_y = 25\text{cm}$.

- **Vérification l'effort tranchant**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25\text{MPa}$

$$\rho > 0.4 \rightarrow V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 6.067 \text{ KN}$$

$$\rightarrow V_{uy} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 13.11 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{28 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.215 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

à l'ELS

- **Calcul les sollicitations**

$$q_s = 8.6 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.54 \begin{cases} \mu_x = 0.0948 \\ \mu_y = 0.4050 \end{cases} \dots \dots \dots (\text{annexe II})$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 1.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.74 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée: } \begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_{0x} = 1.37 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{0y} = 0.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui: } M_x^a = M_y^a = -0.5 M_{0x} = -1.24 \text{ KN.m}$$

Vérifications à L'ELS

1) Etat limite de compression de béton

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$.

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III.26: Vérification des contraintes à l'ELS :

Sens		M _t (KN.m)	M ₀ (KN.m)	Y(cm)	I×10 ⁻⁴ (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	remarque
travé	x-x	1.375	1.83	2.1	0.528	1.151	15	vérifier
	y-y	0.56	0.74	2.1	0.252	0.46.7	15	vérifier
appui	x-x	1.24	/	2.1	0.252	0.767	15	vérifier
	y-y							

2) Etat limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite

1) $\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$; 2) $\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$; 3) $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Sens x-x

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite:

1) $\frac{h_t}{l} = \frac{0.14}{1.2} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.062$condition vérifiée

2) $\frac{h_t}{l} = 0.09 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.075$condition vérifiée

3) $\frac{A_s}{b \times d} = 0.0013 \leq \frac{2.4}{f_e} = 0.006$condition vérifiée

Sens y-y:

$$1) \frac{h_t}{l} = \frac{0.14}{2.75} = 0.051 < \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

les résultat de calcul sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau III.27: Vérification de la flèche à l'ELS :

Plancher	Sens y-y
q_{jser} (KN/m)	3.5
q_{gser} (KN/m)	5.1
q_{pser} (KN/m)	8.6
M_{jser} (KN.m)	0.25
M_{gser} (KN.m)	0.374
M_{pser} (KN.m)	0.631
I_0 (m ⁴)	0.000234
ρ	0.00125
λ_v	6.67
λ_i	16.69
σ_{sj} (Mpa)	15.07
σ_{sg} (Mpa)	21.95
σ_{sp} (Mpa)	37.026
μ_j	0
μ_g	0

μ_p	0
I_{ij}^f (m ⁴)	0.000257
I_{ig}^f (m ⁴)	0.000257
I_{ip}^f (m ⁴)	0.000257
I_{vg}^f (m ⁴)	0.000257
f_{ji} (m)	0.023
f_{gi} (m)	0.0385
f_{pi} (m)	0.057
f_{gv} (m)	0.1015
Δf (cm)	0.10
f_{adm} (cm)	5.5
$\Delta f \leq f_{adm}$	vérifiée

➤ Schéma de ferrailage

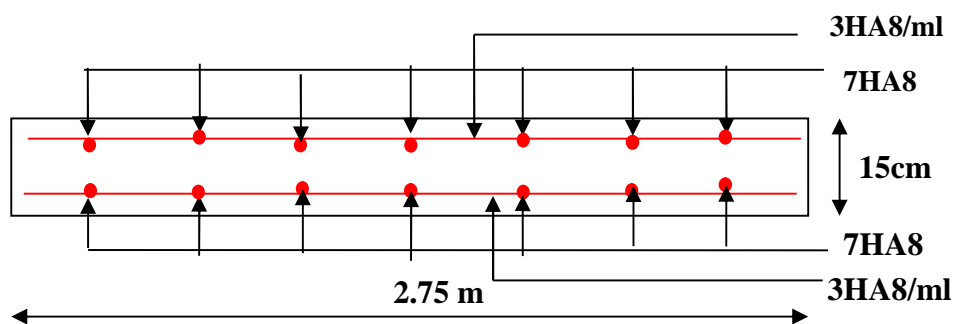


Fig. III.12: Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis

III.4. Etude de l'ascenseur :

III.4.1.Définition:

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes vers les différents niveaux. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

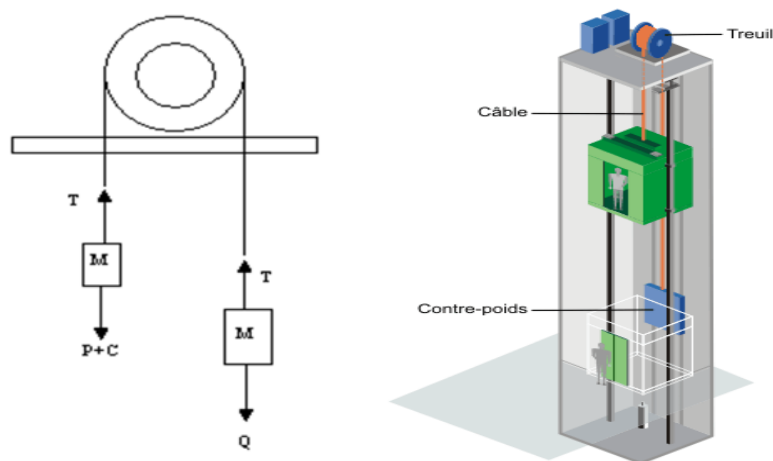


Fig III.14: Schéma statique et concept d'ascenseur.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 6 personnes, dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $B_s=1,60$ m
- $T_s=1.70$ m
- $H_k=2,20$ m
- $P_M=1500$ daN
- $D_M=4300$ daN
- $F_c=5000$ daN
- $v = 0,63$ m/s

Avec : B_s , T_s , H_k sont respectivement la largeur, longueur et la hauteur de la cabine.

F_c : charge accidentelle due à la rupture des câbles de l'ascenseur.

P_M : Charge due à la dalle des machines.

D_M : charge due à l'ascenseur.

Le poids propre de l'ascenseur est de 500 kg

$$P = P_M + D_M + 500 = 1500 + 4300 + 500 = 6300 \text{ daN}$$

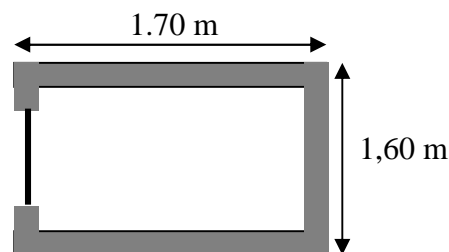


Fig III.15: Cage d'ascenseur.

III.4.2. Etude de la dalle pleine du local machinerie

La dalle est appuyée sur quatre appuis donc pour déterminer son épaisseur on a :

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est pré dominant, on prend alors une épaisseur de **h=15 cm**.

On doit calculer la surface d'impact $U \times V$

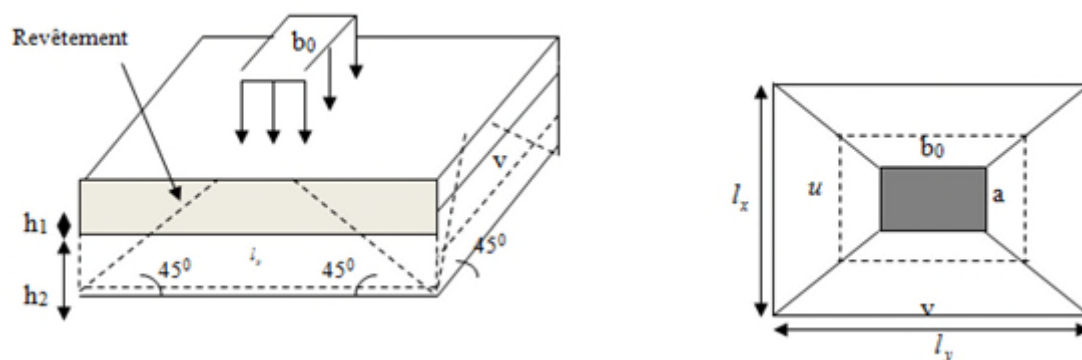


Fig. III.16: schéma représentant la surface d'impacte.

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h \end{cases}$$

$$\begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions} // \hat{a}l_x \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions} // \hat{a}l_y \end{cases}$$

Avec : $a_0 \times b_0$ surface de charge = $(80 \times 80) \text{ cm}^2$

h_1 : Espacement du revêtement (4cm)

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi=1$)

$$\begin{cases} U = 114 \text{ cm} & l_x = 160 \text{ cm} \\ V = 114 \text{ cm} & l_y = 170 \text{ cm} \end{cases}$$

III.4.2.1. Evaluation des moments sous charge concentrée

a) M_{x1} et M_{y1} du système

M_{x1} , M_{y1} sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie

Selon le **BAEL91** :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q \end{cases}$$

Avec : ν est le coefficient de poisson (ELU=0 ; ELS=0,2).

M_1 et M_2 : données par l'abaque de PIGEAUD..... [ANNEXE III]

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,94 \quad \frac{U}{l_x} = 0,71 \quad \frac{V}{l_y} = 0,67$$

D'où : $M_1 = 0,064$

$M_2 = 0,064$

$$q_u = 1,35 \times P \rightarrow q_u = 85,05 \text{ KN} \quad (\text{avec } P = 63 \text{ KN})$$

$$\begin{cases} M_{x1} = M_1 \times q_u \rightarrow M_{x1} = 5,44 \text{ KN.m / ml.} \\ M_{y1} = M_2 \times q_u \rightarrow M_{y1} = 5,44 \text{ KN.m / ml.} \end{cases}$$

b) M_{x2} et M_{y2} du système

M_{x2} , M_{y2} sont dus aux poids propre et la charge d'exploitations d'entretien.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$\rho = 0,94 > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0,8661 \dots\dots\dots \text{ [Annexe II]} \end{cases}$$

Le poids propre de la dalle et de revêtements (pour un revêtement de 5 cm)

$$G_2 = 4,63 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_2 = 1 \text{ KN/ m}^2.$$

$$\Rightarrow q_u = 1,35 \times 4,63 + 1,5 \times 1 = 7,75 \text{ KN/ml.}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0419 \times 7,75 \times (1,6)^2 = 0,83 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,8661 \times 1,12 = 0,72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5,44 + 0,83 = 6,27 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,44 + 0,72 = 6,16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.4.2.2.Ferraillage

Le ferraillage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de $h=15\text{cm}$ ($d_x=13\text{cm}$; $d_y=11.8\text{cm}$)

$$M_{tx}=0.85 \times M_x = 5.33 \text{KN.m}$$

$$M_{ty}=0.85 \times M_y = 5.24 \text{KN.m}$$

$$M_{ax}=-0.4 \times M_x = -2.13 \text{KN.}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = 2.13 \text{KN.m}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A^t calculée (cm^2/ml)	A^t adoptée (cm^2/ml)	A^a calculée (cm^2/ml)	A^a adoptée (cm^2/ml)
X-X	5.33	2.13	1.26	4HA8=2.01	0.47	4A8=2,01
Y-Y	5.24	2.13	1.17	4HA8=2,01	0.47	4A8=2,01

Tableau III.28: Ferraillage de la dalle pleine du local machinerie.

Vérifications :

- **Condition de non fragilité :**

$$h > 12 \Rightarrow A_{\min}^x = 0.80\% \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h$$

$$A_{\min}^x = 1,24 \text{ cm}^2 \leq A_s = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.94 > 0.4$$

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

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{cm}^2.$$

$$A_y^{\min} \leq A_s$$

- **Vérification au poinçonnement :**

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que : $Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$.

Q_u : La charge de calcul à l'état ultime

U_c : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (114 + 114) = 456 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_u = 84,78 \text{ KN} \\ \frac{0,045 \times 4,56 \times 0,19 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 649,8 \text{ KN} \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$T^u = T^v = \frac{q_u}{3 \times u} = 2,27 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{2,27 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,0168 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} = 0,125 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Calcul à l'ELS :**

Moment engendré par le système de levage :

$$Q_{ser} = 63 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q_{ser} \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q_{ser} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 4,83 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 4,83 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Moment dû au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 4.63 + 1 = 5.63 \text{ KN}$$

$$\mu_x = 0.0419 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0.8661 \text{ KN.m}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.60 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.52$$

➤ **La Superposition des Moments:**

$$M_x = 5.43 \text{ KN.m};$$

$$M_y = 5.35 \text{ KN.m}.$$

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$M_{tx} = 4.61 \text{ KN.m} \quad M_{ax} = -2.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 4.55 \text{ KN.m} \quad M_{ay} = -2.17 \text{ KN.m}$$

On vérifie $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

(On prend $M_t = 4.61 \text{ KN.m}$)

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0 \rightarrow y = 2.26 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15A_s (d - y)^2 = 4193.85 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 2.48 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

• **Vérification des contraintes dans l'acier :**

$$F.N \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 185.33 \text{ Mpa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **La flèche :**

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{15}{150} = 0.10 > \max\left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right] = \max\left[\frac{3}{80}; \frac{4.61}{20 \times 5.43}\right] = 0.0375 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 13.5} = 0.0014 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Schéma de ferrailage**

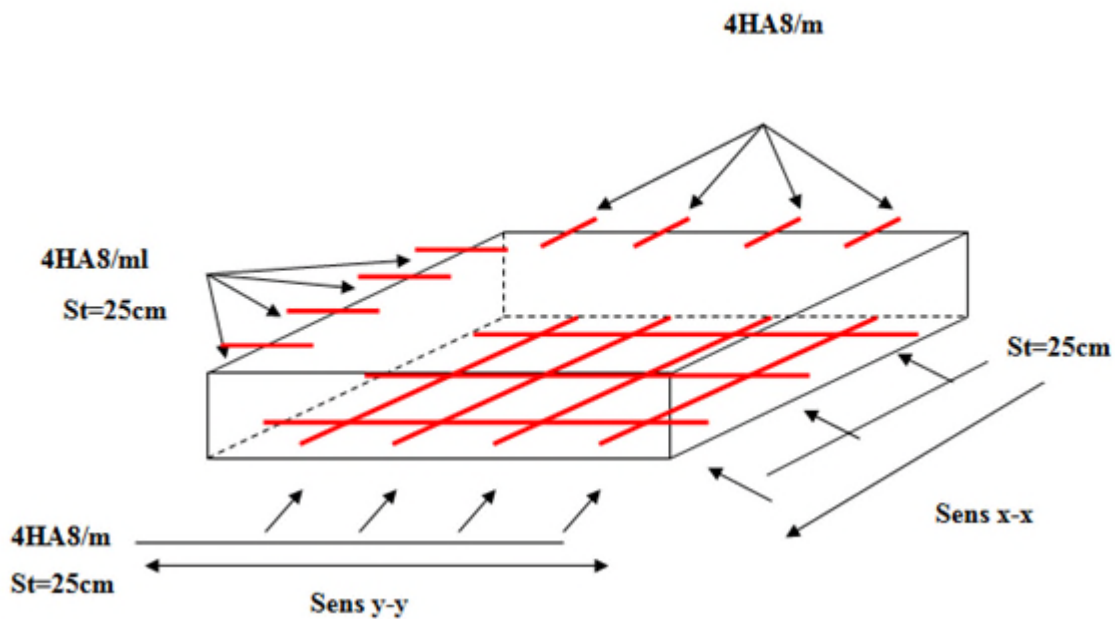


Fig. III.17: Schéma de ferrailage de la dalle plane du locale machine.

III.5 Etude des escaliers :

Les escaliers ont pour rôle d'assurer la liaison entre les différents niveaux.

III.5.1 Type1(les étages courants) :**Calcul des sollicitation****a LELU :**

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = 1.35 \times 7.56 + 1.5 \times 2.5 = 13.95 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = 1.35 \times 5.1 + 1.5 \times 2.5 = 10.63 \text{ KN/ml}$$

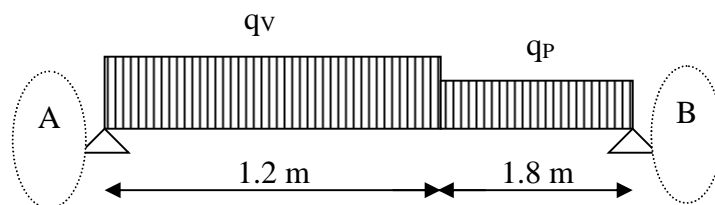


Fig III.18: schéma statique de la charge de l'escalier.

$$\sum M/B = 0.$$

$$R_A = \frac{13.95 \times 1.20 (0.6 + 1.8) + 10.63 \times 1.8^2 / 2}{3}$$

$$R_A = 19.13 \text{ KN.}$$

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_B = 16.74 \text{ KN}$$

$$0 \leq x \leq 1.2$$

$$M_z = R_{Ax} - q_v \times \frac{x^2}{2} = \begin{cases} x = 0 \text{ m} : M_z = 0 \text{ KN.m,} \\ x = 1.2 \text{ m} : M_z = 12.91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$1.2 \leq x \leq 3$$

$$M_Z = R_{AX} - q_v (x - 0.6) \times 1.2 - q_p \times \frac{(x-1.2)^2}{2} \begin{cases} x = 1.2\text{m} : M_Z = 12.91\text{KN.m}, \\ x = 3\text{m} : M_Z = 0\text{KN.m} \end{cases}$$

Le moment max est dans le premier tronçon.

$$\frac{dM_Z}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_v} = \frac{19.13}{13.95} = 1.37 \quad M_0^{\max} = 13.10\text{KN.m}$$

$$\begin{cases} \text{en appui} : M_a = -0.5 M_0 : M_a = -6.55\text{KN.m}, \\ \text{en travée} : M_t = 0.75 M_0 : M_t = 9.82\text{KN.m} \end{cases}$$

En travée :

On va ferriller une section rectangulaire (b × h)

$$M_t^{\max} = 9.82\text{KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.048 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A} : \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{Mpa}$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.048}) \rightarrow \alpha = 0.061$$

$$Z = 0.12(1 - 0.4 \times 0.061) = \rightarrow Z = 0.117\text{m.}$$

$$A_t = \frac{9.82 \times 10^{-3}}{0.117 \times 348} = 2.41 \text{ cm}^2 \rightarrow A_t = 2.41 \text{ cm}^2.$$

• **Vérification de la condition de non fragilité.**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.12 \times 2.1}{400} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t \quad \text{donc on ferrille avec } A_t.$$

$$A_s = \text{HAT8} = 2.51 \text{ cm}^2 \text{ et } S_t = 20 \text{ cm.}$$

En appui :

$$M_a = -6.55 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.55 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \rightarrow \mu_{bu} = 0.032 < 0.186.$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}.$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.032}) = 0.04.$$

$$Z = 0.12(1 - 0.4 \times 0.04) = 0.118.$$

$$A_a = \frac{6.55 \times 10^{-3}}{0.118 \times 348} = 1.59 \text{ cm}^2.$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.12 \times 2.1}{400} = 1.44 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} < A_a \rightarrow \text{donc on ferraille avec } A_a.$$

on prend $A_a = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$T = 19.13 \text{ Kn}$$

$$\tau = \frac{T}{bd} = \frac{19.13 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.16 \text{ Mpa}.$$

$$\tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa}.$$

$\tau = 0.16 < 1.25 \rightarrow$ pas d'armatures transversale.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 4\text{HA}6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $St = 25 \text{ cm}$.

- **Vérification des espacements**

Armatures principales :

$St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) \rightarrow 33 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \text{vérifiée.}$

Armatures secondaires :

$St \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) \rightarrow 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \text{vérifiée.}$

à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle donc on ne vérifié que

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$q_v = G_v + Q_v = 7.56 + 2.5 = 10.06 \text{ KN /ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.1 + 2.5 = 7.6 \text{ KN /ml.}$$

En appliquant la méthode de la RDM de la même manière qu'à l'ELU on aura

$$M_0^{\max} = 9.41 \text{ KN.m.}$$

En travée :

$$A_s = 2.51 \text{ cm}^2, M_{Ser} = 0.75 M_0 = 7.05 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Leftrightarrow$$

$$0.5 \times y^2 + 15 \times 2.51 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 2.51 \times 10^{-4} \times 0.12 = 0, \text{ donc } y = 0.0264 \text{ m.}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15 A(d-y)^2 \Rightarrow I = 3.90 \times 10^{-5} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.05 \times 10^{-3}}{3.90 \times 10^{-5}} \times 0.0264 = 4.44 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.44 \text{ Mpa} < \sigma_{adm} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

En appui :

$$A_S = 2.51 \text{ cm}^2, M_{Ser} = -0.5M_0 = -4.70 \text{ KN.m.}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Leftrightarrow 0.5 \times y^2 + 15 \times 2.51 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 2.51 \times 10^{-4} \times 0.12 = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.0264 \text{ m.}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15 A(d-y)^2 \Rightarrow I = 3.90 \times 10^{-5} \text{ m}^4.$$

$$\text{Donc } \sigma_{bc} = \frac{4.70 \times 10^{-3}}{3.90 \times 10^{-5}} \times 0.0264 = 3.18 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 3.18 \text{ Mpa} < \sigma_{adm} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

Etat limite de déformation :

$$\frac{h}{l} = \frac{14}{300} = 0.046 < 0.0625.$$

\Rightarrow La 1^{er} condition n'est pas vérifiée, alors on doit faire le calcul à la flèche qui est conduit selon la méthode exposée à l'article B.6.5,2 des règles BAEL 91

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{2.51}{100 \times 12} = 0.0021$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \dots \dots \dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \dots \dots \dots \text{Déformation différée.}$$

$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

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

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2+3) \times 0.0021} = 10; \lambda_v = 0.4 \text{ et } \lambda_i = 4.$$

a /Calcul du moment d'inertie I_0

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \times A \times \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$Y = 0.0264 \text{ m.}$$

$$I_0 = \frac{1 \times 0.14^3}{12} + 15 \times 2.51 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0.14}{2} - 0.02\right)^2 \rightarrow I_0 = 2.37 \times 10^{-4} \text{ m}^4.$$

b/Calcul des contraintes:

$$\sigma_s = \frac{M_{Ser}}{A \left(d - \frac{y}{2}\right)}$$

$$G_V = 7.56 \text{ KN/ml}, G_P = 5.1 \text{ KN/ml} \Rightarrow g_{eq} = \frac{7.56 \times 1.2 + 5.1 \times 1.8}{3} = 6.084 \text{ KN/ml.}$$

$$J_V = 4.28 + 1.87 = 6.15 \text{ KN/ml}, J_P = 3.5 \text{ KN/ml} \Rightarrow j_{eq} = \frac{6.15 \times 1.2 + 3.5 \times 1.8}{3} = 4.56 \text{ KN/ml.}$$

$$P_V = 7.56 + 2.5 = 10.06 \text{ KN/ml}, P_P = 5.1 + 2.5 = 7.6 \text{ KN/ml} \Rightarrow p_{eq} = \frac{10.06 \times 1.2 + 7.6 \times 1.8}{3} = 8.58 \text{ KN/ml.}$$

Calcul des moments:

$$M_g = 0.75 \times \frac{6.084 \times 3^2}{8} = 5.13 \text{ KN.m}, M_j = 0.75 \times \frac{4.56 \times 3^2}{8} = 3.85 \text{ KN.m}$$

$$\text{et } M_p = 0.75 \times \frac{8.58 \times 3^2}{8} = 7.23 \text{ KN.m.}$$

Calcul des contraintes:

$$\sigma = \frac{M}{A\left(d-\frac{y}{2}\right)}$$

$$\sigma_{Sg} = \frac{5.13 \times 10^{-3}}{2.51 \times 10^{-4} \left(0.12 - \frac{0.0264}{2}\right)} = 191.36 \text{ Mpa}, \quad \sigma_{Sj} = \frac{3.85 \times 10^{-3}}{2.51 \times 10^{-4} \left(0.12 - \frac{0.0264}{2}\right)} = 143.62 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{Sp} = \frac{7.23 \times 10^{-3}}{2.51 \times 10^{-4} \left(0.12 - \frac{0.0264}{2}\right)} = 269.70 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

Si

$$\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$\mu_g = 0.0087; \mu_j = 0 \text{ et } \mu_p = 0.1581.$$

Les moments d'inertie fictifs

- $I_{ij}^f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 2.60 \times 10^{-4} \text{ m}^4;$
- $I_{ig}^f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 2.39 \times 10^{-4} \text{ m}^4;$
- $I_{ip}^f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 1.01 \times 10^{-4} \text{ m}^4;$
- $I_{vg}^f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 2.51 \times 10^{-4} \text{ m}^4.$

Les flèches**Evaluation des flèches**

$$- f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ij}^f} = 0.0004 \text{ m} \quad ;$$

$$- f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ig}^f} = 0.0006 \text{ m};$$

$$-f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ip}} = 0.002m.;$$

$$-f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{gv}} = 0.0017m.$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0027m.$$

Comme on a $L=3m < 5m \rightarrow f_{adm} = \frac{L}{500} = 0.006m.$

$\Delta f_t = 0.0027m < f_{adm} = 0.006m \dots \dots \dots$ condition vérifiée

Calcul de la deuxième partie de la volée

Calcul à LELU

$$q_u = 1.35G_v + 1.5Q_v = 1.35 \times 7.56 + 1.5 \times 2.5 \rightarrow q_u = 13.95 \text{KN/ml.}$$

$p = 1 \text{KN}$ qui est le poids du garde corps

$$p_u = 1.35 \times P = 1.35 \text{KN}$$

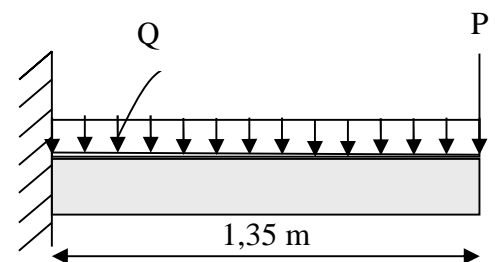


Fig III.20: schéma statique.

$$M = \frac{q l^2}{2} + P_u \times l = \frac{13.95 \times 1.35^2}{2} + 1.35 \times 1.35 = 14.53 \text{KN.m} \rightarrow M = 14.53 \text{KN.m.}$$

$$V = q_u \times l + p_u = 13.95 \times 1.35 + 1.35 = 20.18 \text{KN} \rightarrow V = 20.18 \text{KN.}$$

Le tableau suivant illustre le calcul des aciers et ceux opté:

Tableau.III.29: Ferrailage de la 2^{ème} volée :

μ	A	Z(m)	Acal(cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)	St	Ar(cm ² /ml)
0.071	0.092	0.115	3.63	5HA10=3.93	25	4HA8=2.01

✓ Vérification à LELS

$$q_s = G_v + Q_v = 7.56 + 2.5 = 10.06 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q \times l^2}{2} + p_u \times l \rightarrow M_{ser} = 10.89 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{adm} = 0.6 \times f_{c28}$$

Le tableau suivant résume le calcul et la vérification des contraintes

Tableau III.30: Vérification de la contrainte dans la volée :

Moment (KN.m)	Y(m)	I(m ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{adm} (Mpa)	Observation
10.89	0.036	5.71×10^{-5}	6.86	15	Vérifiée

✓ Evaluation de la flèche

Le tableau suivant illustre le résultat de calcul des différentes flèches

Tableau III.31: Vérification de la flèche dans la volée :

f_g^i (m)	f_g^v (m)	f_j^i (m)	f_p^i (m)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)	Obs
0.00023	0.00069	0.00023	0.00023	0.046	0.27	Vérifiée

Calcul de type 2 (RDC ,1^{er} et 2^{ème} Etage) :

Poutre brisée :

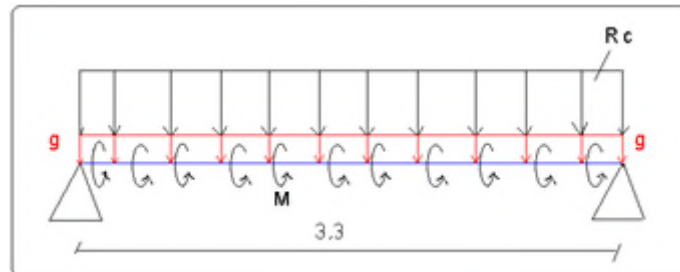


Fig III.22: schéma statique de la poutre brisée

On prend l'escalier le plus défavorable et on calcul sa poutre brisée .

Dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} \text{ donc:}$$

Soit $h=40\text{cm}$ et $b=30\text{cm}$

Vérification des conditions du RPA :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \rightarrow b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}. \\ h \geq 30\text{cm} \rightarrow h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm}. \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4. \end{array} \right.$$

Sachant que : b c'est la largeur de la poutre et h c'est la hauteur de la poutre.

Les trois conditions sont satisfaites.

la poutre est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à son poids propre :

Calcul à la flexion simple :

La poutre est soumise à son poids propre g .

$$g=25 \times 0.4 \times 0.3 / \cos 33.46 = 3.59 \text{ KN/ml}$$

La charge transmise par l'escalier :

$$R_C = 20.18 \text{ KN}$$

Calcul des sollicitations :

$$0 \leq x \leq 3.3$$

$$q_u = 1.35g + 20.18 \rightarrow q_u = 25.03 \text{ KN/m}^2.$$

$$R_A = \frac{q_u \times l}{2} \rightarrow R_A = 41.29 \text{ KN}.$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} \rightarrow M_0 = 34.07 \text{ KN.m}$$

$$V = R_A = 41.29 \text{ KN}$$

Le tableau suivant résume le calcul des moment et leurs ferrailage correspondant ainsi la contrainte de cisaillement

Tableau III.32: Vérification de la contrainte de cisaillement :

	Moment(KN.m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$
En travée	$0.85M_0=28.95$	2.24
En appui	$-0.4M_0=-13.62$	1.38

Calcul à la torsion :

La poutre est soumise à un moment de torsion uniformément réparties

Le moment de torsion max

$$M_t^{\max} = 3.3M / 2 \rightarrow M_t^{\max} = 23.97 \text{ KN.m}$$

Ferraillage**Calcul des armatures longitudinal :**

$$A_l = \frac{M_t \times u \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

Tel que $\Omega = (b-e) \times (h-e)$ avec $e = \frac{b}{6} = 5 \text{ cm} \rightarrow \Omega = 0.0875 \text{ m}^2$.

$$\mu = \frac{4}{3} \times b + 2 \times h = 1.2 \text{ m}$$

$$\tau = \frac{23.97 \times 10^{-3}}{2 \times 0.05 \times 0.0875} = 2.73 \text{ Mpa}$$

$$A_l = \frac{23.97 \times 10^{-3} \times 1.2 \times 1.15}{2 \times 0.0875 \times 400} = 4.72 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Pour le ferraillage longitudinal on procède comme suit :

$$A_s = A_{\text{flexion}} + \frac{1}{2} A_{\text{torsion}}$$

En travée : $A_s = 4.6 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 1HA14+2HA16 = 5.56 cm²

En appui : $A_s = 3.74 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 3HA14 = 4.62 cm²

Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2}$$

Calcul des armatures transversales

$$A_t = A_t^{FS} + A_t^T$$

Soit $St=20\text{cm}$

Tableau III.33: Les armatures transversales :

Flexion simple	Torsion
$A_t \geq 0.4b \times St / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.6\text{cm}^2$	$A_t^{\min} = 0.4 \times e \times St / f_e = 0.1\text{cm}^2$
$A_t \geq b(\tau - 0.3f_{t28})St / 0.8f_e \Rightarrow A_t \geq 0$	$A_t = M_t \times St / (2\Omega \times f_{st}) = 0.78\text{cm}^2$

$A_t^{\text{Total}} = 1.38\text{cm}^2$ soit un cadre et un étrier de 1HA8 = 2.01cm^2

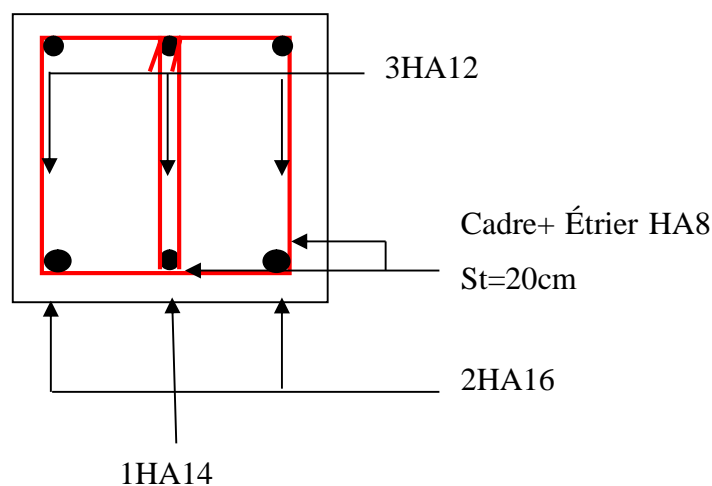


Fig III.23: schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.6 Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l'infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console, encastrée dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F_p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

III.5.1 hypothèses de calcul :

- ✓ le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ la fissuration est considéré préjudiciable.
- ✓ l'acrotère sera calculé en flexion composée.

III.5.2. Evaluation des charges et surcharges :

- $S_{acr} = 60 \times 15 + 7 \times 10 + 3 \times 10 / 2$
- $S_{acr} = 0,0985 \text{ m}$.
- $G = 25 \times 0.0985 = 2.4625 \text{ KN/ml}$.

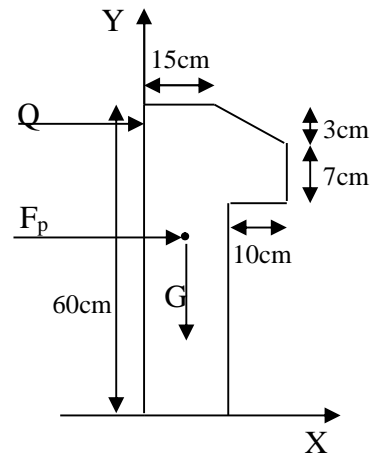


Fig. III.24: Coupe transversale de l'acrotère.

La charge d'exploitation $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

- S : surface de la section droite de l'acrotère.
- G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

III.5.2.1. Charge verticale

Tableau III.34: Charge permanente revenant à l'acrotère :

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	15	0.0985	2.4625	0.16	2.6225	1.00

III.5.2.2. Charge horizontale (Charge sismique) :

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone.....**RPA99 (Tableau 4 .1)**;
- C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8.....**RPA99 (Tableau 6.1)**.
- W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bouira).

Donc:

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.6225KN / ml. \end{cases}$$

et: $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.6225 \Rightarrow F_p = 1.2588KN$

III.5.3 : Calcul des sollicitations :**Calcul du centre de gravité :**

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.213m \\ Y_G = 0.284m \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$* N_G = 2.6225KN;$$

$$* M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6KN.m;$$

$$* M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.1.2588 \times 0.284 \Rightarrow M_{F_p} = 0.3575KN.m.$$

Tableau III.35: Combinaisons d'action de l'acrotère.

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2.6225	3.54	2.6225
M (KN.m)	0.9575	0.90	0.6

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9575}{2.6225} = 0.365m.$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.15}{6} = 0.025m$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de compression dans la section est partiellement comprimée.

Le calcul de fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = N_u \times e$
Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{Mu}{Nu}$) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

- e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.
- e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.
- e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max (2cm \cdot L/250)$$

- L : portée de l'élément: L = 60 cm.

$$e_a = \max (2cm \cdot 60/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

- ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0 \dots (\text{RPA Article A.4.3.5})$$

- l_f : Longueur de flambement. $\rightarrow l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$.

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^3 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.00576 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } e = 0.365 + 0.02 + 0.00576 = 0.390 \text{ m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 3.54 \text{ KN}; M_u = N_u \times e = 3.54 \times 0.39 = 1.380 \text{ KN.m}$$

III.5.5 Ferrailage de l'acrotère

Calcul à l'ELU :

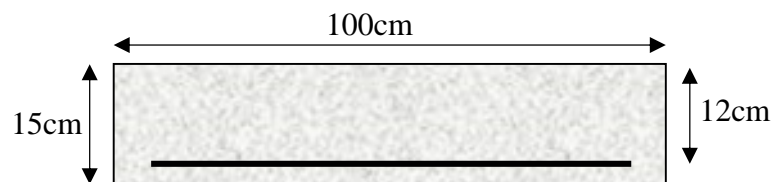


Fig. III.25: Section à ferrailer.

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.380 + 3.54 \left(0.12 - \frac{0.15}{2} \right) = 15393 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.00627) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.081; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.116 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{0.116 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.38 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.38 \times 10^{-4} - \frac{3.54 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.27 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU :

- **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

- **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = f_p + Q = 1.2588 + 1 = 2.2588 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.2588 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.0187 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0187 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 70/3 = 23.33 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i) \quad \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.2588 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10074) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.207 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

Vérification à l'ELS :

$d = 0.12 \text{ m}$; $N_{\text{ser}} = 2.6225 \text{ KN}$; $M_{\text{ser}} = Q \times h \Rightarrow M_{\text{ser}} = 0.6 \text{ KN.m}$; $\eta = 1.6$ pour les HR

- Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = N_{\text{ser}} \times y_{\text{ser}} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{\text{ser}} \times (d - y_{\text{ser}}) / \mu_t ;$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{\text{ser}} / N_{\text{ser}} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6 / 2.6225) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.273 \text{ m}$$

$e_1 > d \Rightarrow$ "c" à l'extérieur de section $\Rightarrow c = 0.12 - 0.273 \Rightarrow c = -0.153 \text{ m}$.

$$c = -0.153 \text{ m}; \quad y_{\text{ser}} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots \dots \dots (*)$$

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

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b$$

$$P = -3 \times (-0.153)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.153}{1} \Rightarrow P = -0.065 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.153)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.153)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0085 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.314 \Rightarrow y_{\text{ser}} = 0.1614 \text{ m}$.

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.0135 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.6225 \times 10^{-3}}{0.0135} \times 0.1614 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.0313 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{adm}$$

- Schéma de ferrailage de l'acrotère.

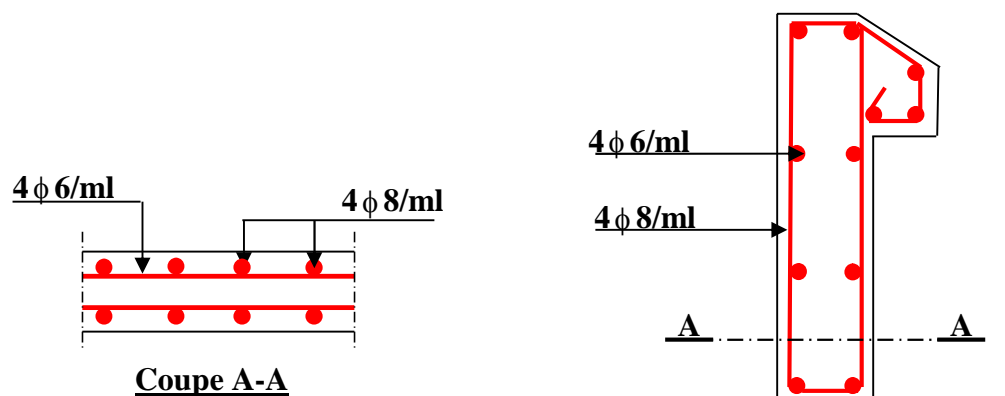


Fig. III.26: Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).

IV.1 Introduction

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. Elle a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations par des logiciels à base d'éléments finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Dans le cadre de notre travail nous avons tenté d'analyser et d'étudier un R+10+S/sol contreventé par voile-portique avec justification de l'interaction en utilisant le logiciel de calcul de structure qui est Le SAP 2000.

IV.2 Méthode de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- 1) Par la méthode statique équivalente ;
- 2) Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
- 3) Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2.1 Méthode statique équivalente

a) Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

b) conditions d'application de la méthode

Selon le RPA99/version2003 (art 4.1.2) la méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes:

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre 3, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zone 1 et à 30m en zone 2b et 3.

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone 1 : { tous groupes

Zone 2a : { groupe d'usage 3
Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveau ou 10m.

Zone 2b et 3 : { groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

N.B : Pour notre cas la méthode statique équivalente est applicable car notre bâtiment présente une configuration régulière en plan.

✓ **Vérification de la résultante des forces sismique:** RPA99 (Article 4.2.3)

L'effort sismique V ; appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

➤ A : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99** (Tableau 4.1)

Le coefficient 'A' représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage: groupe 2
- Zone sismique: zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

➤ R : Coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement. **RPA99** (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

➤ Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1: Valeurs des pénalités Pq :

“ Critère q ”	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	N	0.05
2- Redondance en plan	N	0.05
3- Régularité en plan	O	0
4- Régularité en élévation	O	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	N	0.05
6- Contrôles d'exécution	O	0.1
Valeurs des pénalités Pq.	$\Sigma = 0.25$	

Donc : $Q_x = Q_y = 1.25$

➤ W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments à usage d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation il est donné par le tableau 4.5 du RPA99/2003.

Concernant ce projet, il y' a des niveaux à usage d'habitation, le 1^{er} et le 2^{ém} étage à usage de bureaux et le RDC destiné au commerce donc le coefficient de pondération $\beta = 0.2$

$$W = 57772.537 \text{KN.}$$

➤ D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On a

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

➤ T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site meuble (S_3).

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA (Tableau 4.7)}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

➤ η : Le facteur de correction d'amortissement est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Formule 4.3)}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Les valeurs de $\zeta(\%)$ sont illustrées dans le tableau ci-dessous.

Tableau IV.2: Les valeurs de RPA 99 (Tableau 4.2) :

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
léger	6	4	10
Dense	7	5	

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$ pour un contreventement mixte.

Donc $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.82 > 0.7$

➤ T : période fondamentale de la structure

Telle que $T = \min(1, 2)$

$T_c = C_T h_n^{3/4}$ (1) RPA99 (Formule 4-6)

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \text{(2) RPA99 (Formule 4-7)}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 35.36m$$

➤ C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage est donné par le tableau ci dessous.

Tableau IV.3: Les valeurs du coefficient C_T :

Cas N°	Système de contreventement	C_T
01	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0.075
	Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie	
02	Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0.085
03		0.050
04	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0.050

$$\Rightarrow C_T = 0.050$$

$$\text{Donc: } T = 0.050 \times 35.36^{3/4} = 0.72\text{s.}$$

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \dots\dots(2) \quad T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 25\text{m}, \quad L_y = 20.4\text{m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.64\text{s} \\ T_y = 0.70\text{s} \end{cases}$$

$$T_x = \min (T_x; T) = 0.64\text{s}$$

$$T_y = \min (T_y; T) = 0.70\text{s}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.64}\right)^{2/3} = 1.74 \\ D_y = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.70}\right)^{2/3} = 1.64 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T_s = 1.3 \times 0.72 = 0.93 \text{ s.}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W.$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.74 \times 1.25}{5} \times 57772.537 = 3769.658 \text{ KN.}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.64 \times 1.25}{5} \times 57772.537 = 3553.011 \text{ KN.}$$

IV.2.2 Méthode d'analyse par accélérogramme

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par 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 et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.2.3 Méthode d'analyse modale spectrale

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles 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 équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les 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 calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 Art (4. 3.3)}$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- η : Facteur de correction d'amortissement.
- R : coefficient de comportement de la structure.
- T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- Q : Facteur de qualité.

le spectre de réponse est donné par le logiciel (*spectre*).

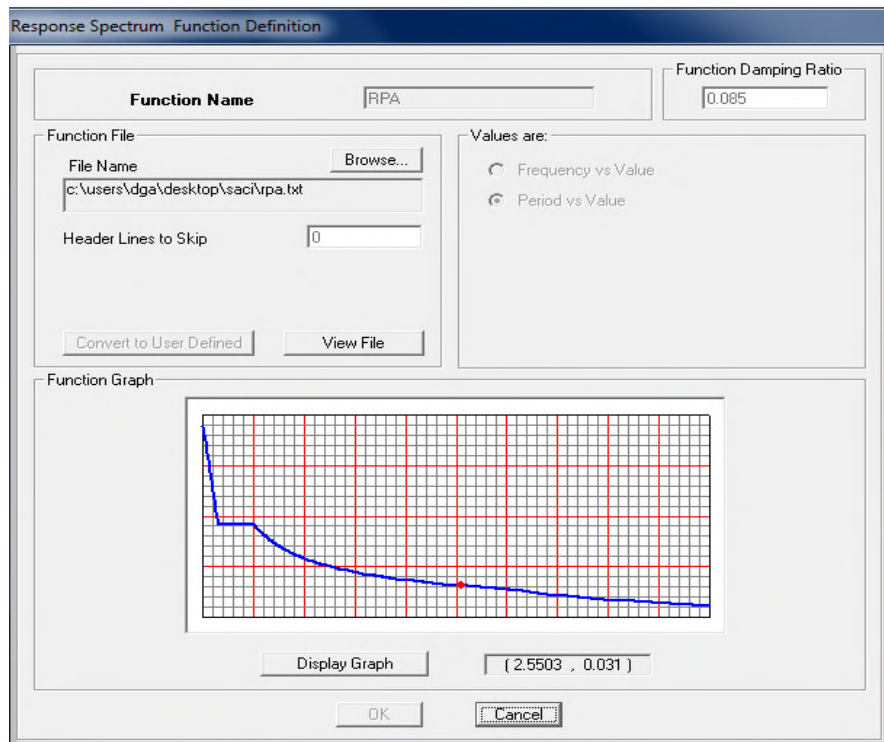


Fig. IV.1: Spectre de réponse.

IV.3 Exigences du RPA99/2003 pour les systèmes mixtes

1. 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 résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

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

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;

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.

IV.4. Modélisation et résultats

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise le SAP 2000.

IV.4.1. Description du logiciel SAP 2000

Le SAP 2000 version 14.2.2 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 (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement, caractéristiques des matériaux ...etc.). 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.4.2. Disposition des voiles de contreventement

Le choix de la disposition des voiles a été vraiment compliqué. Plusieurs dispositions ont été essayées. Elles ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques. La disposition retenue est la suivante :

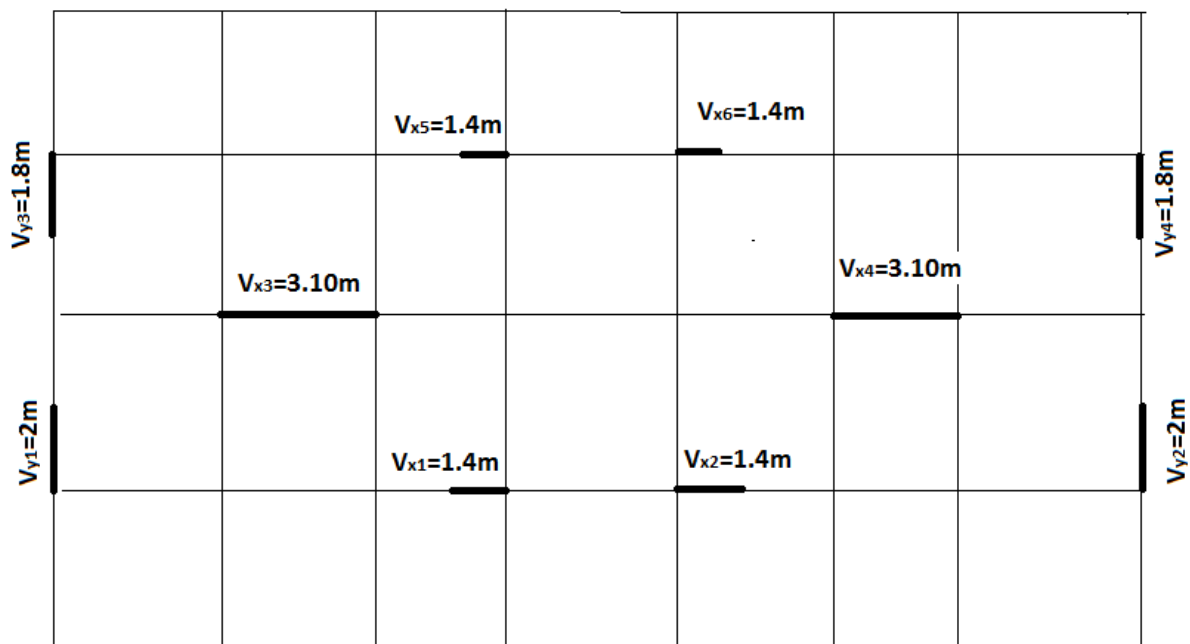


Fig. IV.2: Disposition des voiles.

IV.4.3. Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique

IV.4.3.1. Déformation modale

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustrés par les figures suivantes:

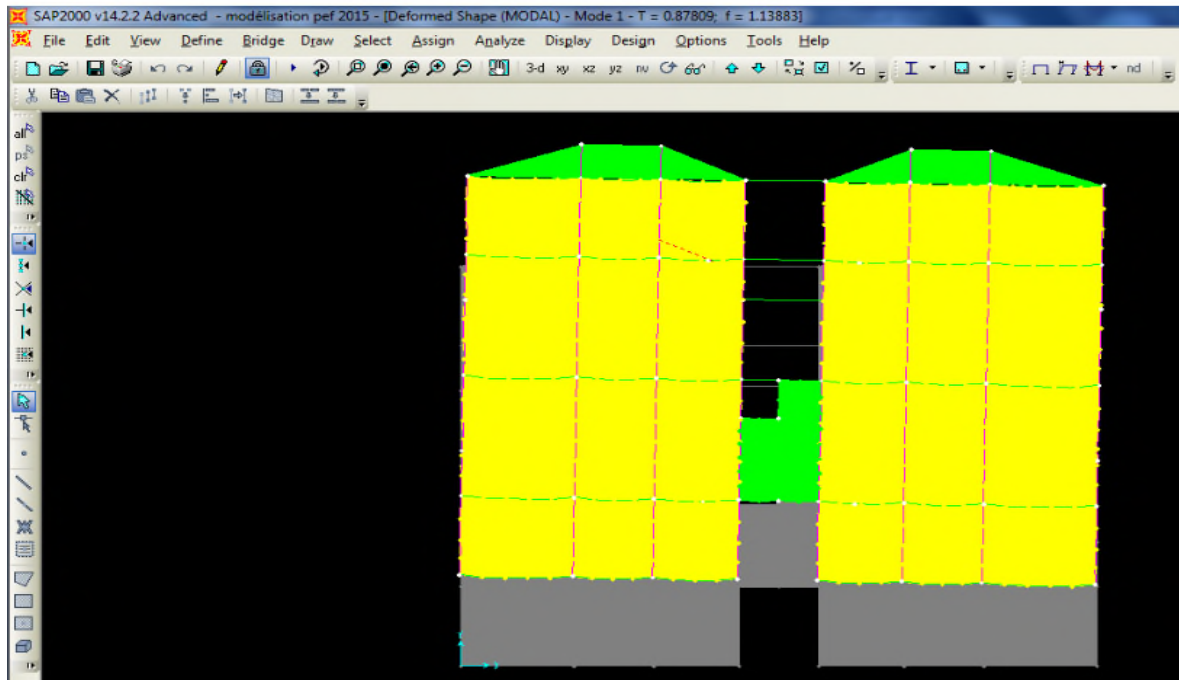


Fig. IV.3:1^{er} mode de vibration $T= 0.878s$ (translation suivant y-y)

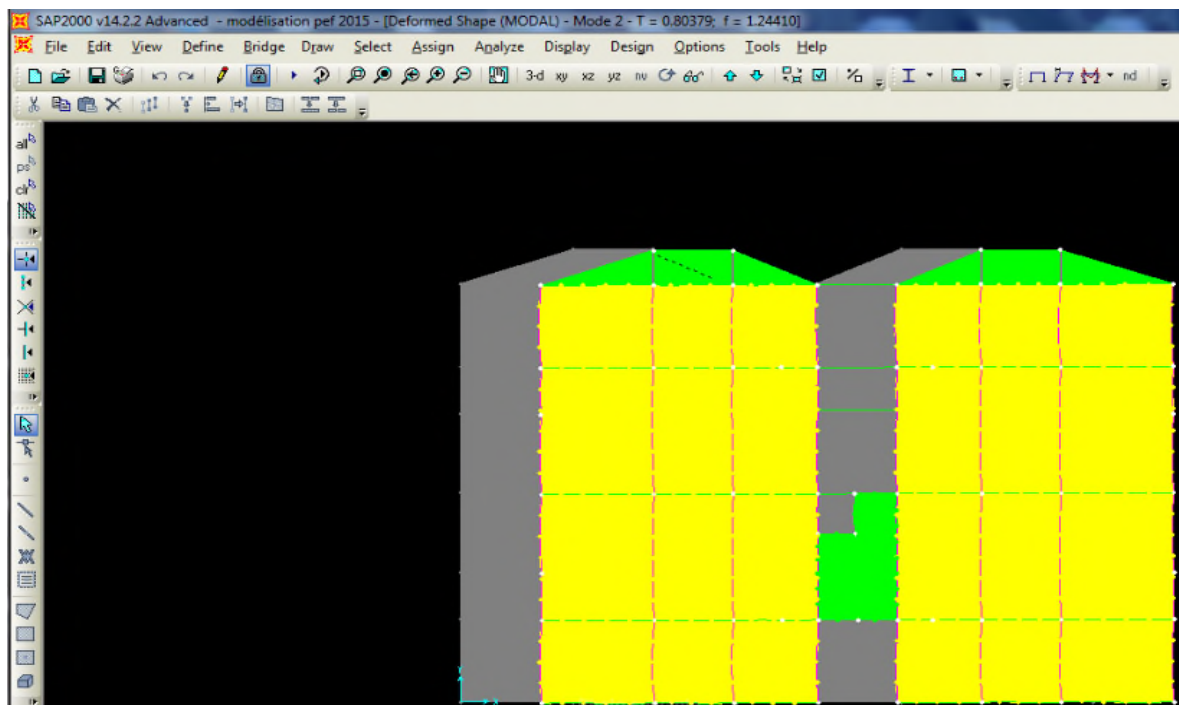


Fig. IV.4: 2^{ème} mode de vibration $T= 0.8037s$ (translation suivant x-x).

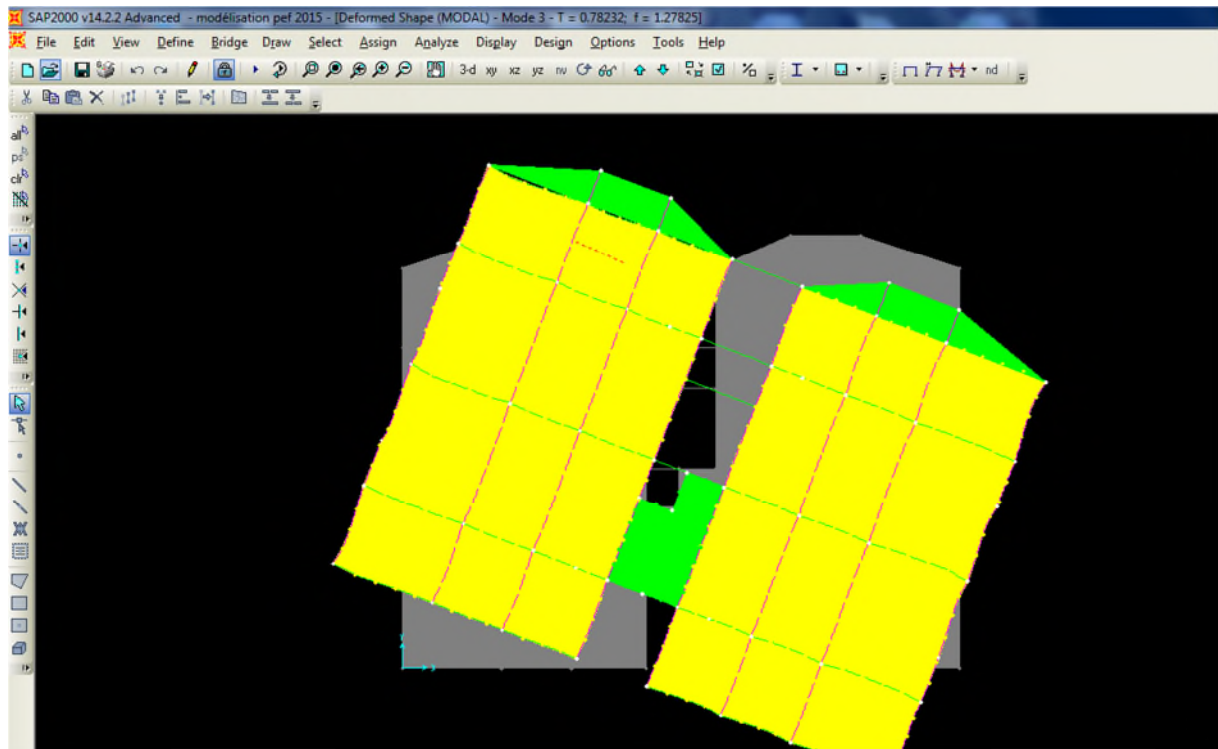


Fig. IV.5: 3^{ème} mode de vibration $T = 0.7823s$ (torsion autour de Z).

IV.4.3.2. Périodes des vibrations et participation massique

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau ci-dessous donne la participation massique pour chaque mode de vibration.

Tableau IV.4: Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses :

Modes	Période (sec)	U_x	U_y	Sum U_x	Sum U_y
Mode 1	0.878091	0.00027	0.78352	0.027	78.352
Mode 2	0.803793	0.75137	0.00016	75.164	78.368
Mode 3	0.782319	0.00304	0.00166	75.468	78.534
Mode 4	0.289405	6.891E-07	0.10927	75.468	89.46
Mode 5	0.254587	6.00001832	0.00022	75.47	89.482
Mode 6	0.249176	0.12434	8.179E-07	87.904	89.482
Mode 7	0.156815	0.00001611	0.03518	87.905	93
Mode 8	0.144122	0.00029	4.073E-08	87.934	93
Mode 9	0.142059	0.00008791	0.00009223	87.943	93.01
Mode 10	0.14131	0.00012	0.00015	87.955	93.025
Mode 11	0.14077	0.0002	0.00017	87.976	93.041
Mode 12	0.140219	0.00009037	0.00013	87.985	93.055
Mode 13	0.139975	0.00053	0.0000204	88.038	93.057
Mode 14	0.139344	8.821E-07	0.00222	88.083	93.278
Mode 15	0.135826	0.00079	0.00003321	88.118	93.282
Mode 16	0.132216	0.04047	0.000003569	92.165	93.282

Remarque

On voit bien que la période de vibration est vérifiée dans les deux sens x-x et y-y.

et on remarque aussi que la participation massique est vérifiée à partir de 16^{ème} mode dans le sens x-x et à partir de 7^{ème} mode dans le sens y-y.

IV.4.3.2. Justification de l'interaction "Voiles-portiques"

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical

a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus :

Tableau IV.5: Vérification sous charges verticales :

Niveau	Charges verticales reprises		Pourcentages repris	
	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %
RDC	58852.5	6578.89	89.945	10.054
1^{er} étage	50471.409	9219.214	84.555	15.445
2^{ème} étage	44554.81	8516.997	83.951	16.048
3^{ème} étage	38998.205	6734.455	85.257	14.742
4^{ème} étage	33630.951	8554.995	85.171	14.828
5^{ème} étage	28313.858	5212.003	84.453	15.546
6^{ème} étage	23005.763	4560.053	83.457	16.542
7^{ème} étage	17995.384	3795.241	82.583	17.416
8^{ème} étage	13035.369	2980	81.392	18.607
9^{ème} étage	8426.567	1982.264	80.955	19.044
10^{ème} étage	4937.814	0	100	0

- **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux.

b) Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

Tableau IV.6: Vérification sous charges horizontales :

Niveau	Charges verticales reprises				Pourcentages repris			
	Portiques		Voiles		Portiques %		Voiles %	
	x-x	y-y	x-x	y-y	x-x	y-y	x-x	y-y
RDC	1740.283	2192.331	1165.592	826.895	59.888	72.612	40.111	27.387
1^{er} étage	1165.506	2080.013	1680.492	839.422	40.952	71.247	59.047	28.752
2^{ème} étage	1405.849	2117.622	1483.704	673.307	48.652	75.875	51.347	24.124
3^{ème} étage	1609.863	2268.88	1033.314	348.732	60.906	86.677	39.093	13.322
4^{ème} étage	1509.603	1964.624	929.064	437.548	61.902	81.785	38.097	18.214
5^{ème} étage	1487.975	1856.68	715.648	307.195	67.524	85.803	32.475	14.196
6^{ème} étage	1267.867	1508.127	664.987	387.215	65.595	79.570	34.404	20.429
7^{ème} étage	1200.924	1352.116	443.163	244.475	73.045	84.6087	26.954	15.312
8^{ème} étage	928.769	973.375	382.113	285.314	70.850	77.332	29.149	22.667
9^{ème} étage	847.634	810.431	204.618	100.051	80.554	89.011	19.445	10.988
10^{ème} étage	514.434	458.795	0	0	100	100	0	0

- **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge horizontales est vérifiée dans tous les niveaux.

IV.4.3.3. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous les sollicitations d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau IV.7: Vérification de l'effort normal réduit :

Niveau	B (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
RDC	70*70	-3266.297	0.26	vérifiée
1^{er} et 2^{ème} étage	65*65	-2180.521	0.20	vérifiée
3^{ème} et 3^{ème} étage	60*60	-1544.252	0.17	vérifiée
5^{ème} et 6^{ème} étage	55*55	-991.54	0.13	vérifiée
7^{ème} et 8^{ème} étage	50*50	-581.233	0.09	vérifiée
9^{ème} et 10^{ème} étage	45*45	-288.108	0.05	vérifiée

On remarque que l'effort normal réduit ne dépasse pas la valeur de 0.3 donc les sections des poteaux sont suffisantes.

IV.4.3.4. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article **4.3.6** de l'**RPA99**, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{st} .

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau IV.8. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Résultante des forces sismiques	V_{st} (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	v_{dyn} (KN)	Observation
Sens x-x	3769.658	3015.72	3045.312	vérifiée
Sens y-y	3553.011	2842.40	2960.388	vérifiée

IV.4.3.5. Justification vis à vis des déformations

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}, \text{ Avec: } \delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_k : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA (Art4.43);

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion);

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

Tableau IV.9: Vérification des déplacements.

Niveau	h_k (cm)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
RDC	408.0	0.0009	0.0045	0.0110	0.01	0.002	0.0013	0.007	0.016	0.01	0.002
1 ^{er} étage	340.0	0.0022	0.011	0.028	0.01	0.003	0.0032	0.016	0.026	0.01	0.003
2 ^{ème} étage	340.0	0.0039	0.0195	0.0365	0.01	0.003	0.0052	0.026	0.036	0.01	0.003
3 ^{ème} étage	306.0	0.0056	0.028	0.045	0.01	0.003	0.0071	0.036	0	0.04	0.012
4 ^{ème} étage	306.0	0.0073	0.0365	0	0.01	0.003	0.0089	0.045	0.525	0.48	0.157
5 ^{ème} étage	306.0	0.009	0.045	0.067	0.05	0.015	0.105	0.525	0.605	0.08	0.026
6 ^{ème} étage	306.0	0.121	0.605	0.725	0.07	0.021	0.121	0.605	0.670	0.07	0.021
7 ^{ème} étage	306.0	0.134	0.67	0.725	0.05	0.018	0.134	0.670	0	0.67	0.219
8 ^{ème} étage	306.0	0.145	0.725	0.765	0.04	0.013	0.134	0.670	0.730	0.06	0.020
9 ^{ème} étage	306.0	0.153	0.765	0	0.077	0.250	0.146	0.730	0.780	0.05	0.016
10 ^{ème} étage	306.0	0.163	0.815	0	0.82	0.266	0.156	0.780	0.815	0.04	0.011

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.4.3.6. Justification vis à vis de l'effet P- Δ [RPA (5.9)]

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.01$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_k : hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$, 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^{er} ordre par le facteur $1/(1-q\kappa)$.
- ✓ Si $\theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau (IV.10)

Tableau IV.10: Vérification de l'effet P- Δ :

Niveau	h _k (cm)	P _k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k	V _k (KN)	θ_k	Δ_k	V _k (KN)	θ_k
RDC	408.0	2905.875	0.01	65431.39	0.000	0.01	3019.22	0.000
Niv 1	340.0	2845.998	0.01	59690.62	0.000	0.01	2919.435	0.000
Niv 2	340.6	2889.553	0.01	53071.81	0.000	0.01	2790.929	0.000
Niv 3	306.0	2643.177	0.01	45741.66	0.000	0.04	2617.612	0.000
Niv 4	306.0	2438.66	0.01	39485.95	0.000	0.48	2402.172	0.000
Niv 5	306.0	2203.623	0.05	33525.86	0.000	0.08	2163.875	0.000
Niv 6	306.0	1932.85	0.075	27565.82	0.000	0.07	1895.342	0.000
Niv 7	306.0	1644.087	0.07	21790.63	0.000	0.67	1596.591	0.000
Niv 8	306.0	1310.882	0.05	16015.37	0.000	0.06	1258.689	0.000
Niv 9	306.0	1052.252	0.04	10408.83	0.000	0.05	910.482	0.000
Niv 10	306.0	514.434	0.77	4937.814	0.000	0.82	458.795	0.000

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.10, les effets P- Δ peuvent être négligés.

IV.5. Conclusion

La disposition des voiles qui a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale) a été adoptée.

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques et l'effort normal réduit sont liées à la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tous types de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Dans notre cas, toutes les exigences de l'étude dynamique ont été vérifiées selon le RPA99/2003.

V.1. Introduction

Une construction en béton armé dite résistante avant et après séisme lorsque ses éléments principaux (voiles, poteaux, poutres) sont bien conçus et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genre de sollicitations.

V.2. Etude des poutres

V.2.1. Introduction

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, qui permettent le calcul des sections d'armatures longitudinales et transversales respectivement.

Deux types de poutres sont distingués : les poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T), le ferrailage a été entamé en respectant les prescriptions données par le RPA99 Version 2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99 Version 2003 suivantes :

- | | |
|-----------------|-------------|
| 1) $1.35G+1.5Q$ | 4) $G+Q-E$ |
| 2) $G+Q$ | 5) $0.8G+E$ |
| 3) $G+Q+E$ | 6) $0.8G-E$ |

V.2.2. Ferrailage**a). Armatures longitudinales: RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)**

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante;
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.1**, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_T = 0.003 \times St \times b$$

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min (h/4; 12\Phi_1)$ en zone nodale,
 - $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.
-

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.
- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre 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 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.2.3. Dispositions constructives des portiques

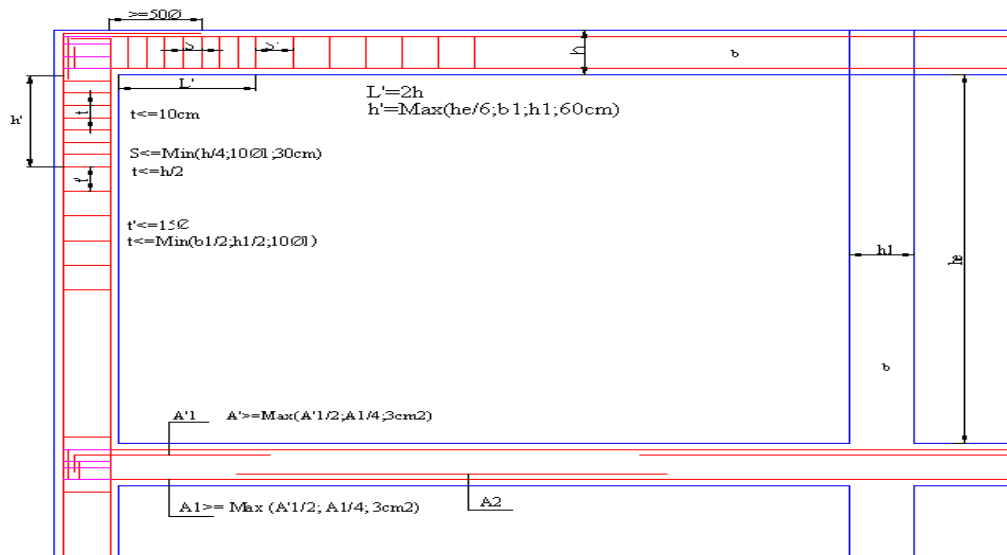


Fig V.1: Dispositions constructives des portiques

V.2.4. Recommandation de BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \text{BAEL91 (Art F.IV.2).}$$

V.2.5. Calcul du ferrailage

A). Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000.

➤ Calcul du moment ultime

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}};$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{ Mpa} \rightarrow \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5); \\ 18.48 \text{ Mpa} \rightarrow \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15). \end{cases}$$

si: $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow$ pivot A donc: $A'_s = 0$ et $A_s = \frac{M_u}{Z \times f_e / \gamma_s}$.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.5 \rightarrow \text{situation courantes}; \\ 1 \rightarrow \text{situation accidentelles}. \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \text{ et } z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

si: $\mu_{bu} > \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s \neq 0 \rightarrow A'_s = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times f_e / \gamma_s}$ et $A_s = \frac{M_t}{Z \times f_e / \gamma_s} + A'_s$.

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}.$$

B). Exemple de calcul:

Ferrailage de la poutre principale (40×45) niveau RDC :

Armatures en travée

le moment en travée est tiré avec la combinaison 1.35G+1.5Q.

$$M_t^{max} = 93.095 \text{ KN.m et } V^{max} = 146.499 \text{ KN.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{93.095 \times 0.001}{0.4 \times 0.43^2 \times 14.2} = 0.0889.$$

$$\mu_{bu}=0.0889 \leq \mu_l=0.392 \rightarrow \text{pivot A donc: } A'_s = 0 \text{ et } A_{st} = \frac{M_u}{z \times f_e / \gamma_s}.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times U_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.088}) = 0.115 \rightarrow \alpha = 0.1165.$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \rightarrow z = 0.410 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{93.095 \times 10^{-3}}{0.410 \times 400} = 6.528 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 40 \times 43 \times 2.1/400 = 2.07 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\min} = 2.07 \text{ cm}^2.$$

$A_{st} > A_{\min}$condition vérifier.

On choisi 3HA14 + 3HA12 = 8.01 cm²

Armatures en appui

le moment en appui est tiré avec les combinaisons

$$0.8G \pm E_{x,y};$$

$$G + Q + E_{x,y}.$$

$$M_t^{\max} = 147.878 \text{ KN.m et } V^{\max} = 146.09 \text{ KN.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{147.878 \times 0.001}{0.4 \times 0.43^2 \times 14.2} = 0.141.$$

$$\mu_{bu}=0.140 \leq \mu_l=0.392 \rightarrow \text{pivot A donc: } A'_s = 0 \text{ et } A_{st} = \frac{M_u}{z \times f_e / \gamma_s}.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times U_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.088}) = 0.190 \rightarrow \alpha = 0.191.$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \rightarrow z = 0.397 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{147.878 \times 10^{-3}}{0.397 \times 400} = 10.705 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 40 \times 43 \times 2.1/400 = 0.083 \text{cm}^2 \rightarrow A_{\min} = 2.097 \text{cm}^2.$$

$A_{st} > A_{\min}$ condition vérifier..

On choisi 4HA14+3HA12 = 9.55cm²

Le tableau ci-dessous regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau V.1: Ferrailage des poutres principales et secondaires :

Type de poutre	Section (cm)	Localise	M (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{dopt} (cm ²)	N^{bre} de barres
Poutre principale	40×45	Appuis	147.878	10.705	2.097	11.81	4HA14+5HA12
		Travée	93.0953	6.528		8.01	3HA14+3HA12
Poutre secondaire	30×40	Appuis	99.83	8.30	1.37	9.42	3HA14+3AH12
		Travée	64.43	4.45		6.03	3HA16

V.2.6. Vérification des armatures selon le RPA 99/2003

Pourcentage maximum des armatures longitudinales

➤ poutres principales

- **En zone courante:** $A_{max} = 4\% b \times h = 0.04 \times 40 \times 45 = 72 \text{cm}^2 > A_{dopt}$.
- **En zone recouvrement:** $A_{max} = 6\% b \times h = 0.06 \times 40 \times 45 = 108 \text{cm}^2 > A_{dopt}$.

Les longueurs de recouvrement:

$L_r > 40 \times \emptyset$ en zone II

$\emptyset = 16 \text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 16 = 640 \text{mm}$ on adopte $L_r = 65 \text{cm}$.

$\emptyset = 16 \text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 14 = 560 \text{mm}$ on adopte $L_r = 50 \text{cm}$.

$\emptyset = 16 \text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 12 = 480 \text{mm}$ on adopte $L_r = 50 \text{cm}$.

V.2.7. Les armatures transversales➤ **Poutres secondaires**

- **En zone courante:** $A_{max}=4\% b \times h=0.04 \times 30 \times 40=48\text{cm}^2 > A_{dopt}$.
- **En zone recouvrement:** $A_{max}=6\% b \times h=0.06 \times 30 \times 40=72\text{cm}^2 > A_{dopt}$.

Les longueurs de recouvrement

$L_r > 40 \times \emptyset$ en zone II

$\emptyset = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 16 = 640\text{mm}$ on adopte $L_r = 65\text{cm}$.

$\emptyset = 14\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 14 = 560\text{mm}$ on adopte $L_r = 50\text{cm}$.

$\emptyset = 12\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 12 = 480\text{mm}$ on adopte $L_r = 50\text{cm}$.

a) Calcul de \emptyset_t :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donné par :

$$\emptyset \leq \min\left(\emptyset_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right).$$

➤ **Poutres principales**

$$\emptyset \leq \min\left(\emptyset_l; \frac{45}{35}; \frac{40}{10}\right) \rightarrow \emptyset \leq \min(1.2; 1.28; 4)$$

$\emptyset_l \leq 1.2\text{cm} \rightarrow$ soit $\emptyset_l = 10\text{cm}$.

soit $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$

on choisit: 1cadre + 1 étrier de diamètre 10 pour tout les poutres principales.

➤ **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) \rightarrow \phi \leq \min(1.2; 1.14; 3)$$

$$\phi_l \leq 1.14 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } \phi_l = 8 \text{ cm.}$$

$$\text{soit } A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

on choisit: 1cadre +1 étrier de diamètre 8 pour tout les poutres secondaires.

b) Calcul des espacements des armatures transversales

Selon RPA99/2003 Art (7.5.2.2) L'espacement des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donné par :

➤ **zone nodale:**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l^{\min}\right)$$

➤ **Poutre secondaire**

$$S_t \leq \min(10; 14.4) = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit: } S_t = 10 \text{ cm.}$$

➤ **Poutre principale**

$$S_t \leq \min(11.25; 14.4) = 11.25 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit: } S_t = 10 \text{ cm.}$$

➤ **zone courante:**

$$S_t \leq h/2$$

➤ **Poutre principale**

$$S_t \leq h/2 = 45/2 = 22.5 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 20 \text{ cm.}$$

➤ **Poutre secondaire**

$S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm} \rightarrow$ Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

a) Vérification des sections d'armatures transversales

$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times h = 0.003 \times 20 \times 45 = 2.7 \text{ cm}^2$.

$A_t = 3.14 > A_{min} = 2.7 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

V.2.8. Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ BAEL91 (Art F.IV.2).

➤ **poutres principales:** $A_{min} = 0.23 \times 40 \times 43 \times 2.1/400 = 2.097 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{min} = 2.07 \text{ cm}^2$.

➤ **poutres secondaires:** $A_{min} = 0.23 \times 30 \times 38 \times 2.1/400 = 1.37 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{min} = 1.37 \text{ cm}^2$.

b) Contrainte tangentielle maximale

Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u \leq \bar{\tau}_u \\ \text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \end{array} \right. \text{BAEL91 (Art H.III.2)}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$.

Les résultats de vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.2: Vérification des contraintes tangentielles :

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
principales	146.499	0.851	3.33	Vérifiée
secondaires	68.63	0.602	3.33	Vérifiée

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout les types de poutre.

c).Vérification des armatures longitudinales au cisaillement: BAEL91 (Art H.IV.2)

✓ Appuis de rives $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1)$.

✓ Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots(2)$

$\gamma_s = 1.15, f_e = 400MPa$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.3: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement ;

Poutres	A_l (cm ²)	Vu (KN)	Ma (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principales	9.55	146.09	146.09	4.200	-3.216	Vérifiée
Secondaires	14.20	150.78	150.78	4.335	-8.096	Vérifiée

V.2.9. Vérification à l'ELS

a). Etat limite de compression du béton :

$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.4: Vérification de l'état limite de compression du béton ;

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	67.83	127192	14.787	7.882	15	vérifiée
	Travées	57.93	204069.92	13.895	3.943	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	46.90	759038.8	15.185	10.18	15	vérifiée
	Travées	30.54	107985.93	14.787	4.18	15	vérifiée

b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Tableau V.5: Vérification de la flèche pour les poutres :

	h_t cm	b cm	L cm	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	45	40	5.35	8.01	0.084	0.075	0.0046	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	40	30	4.40	8.01	0.091	0.070	0.007	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

V.2.10. Schéma de ferrailage des Poutres

Le ferrailage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous :

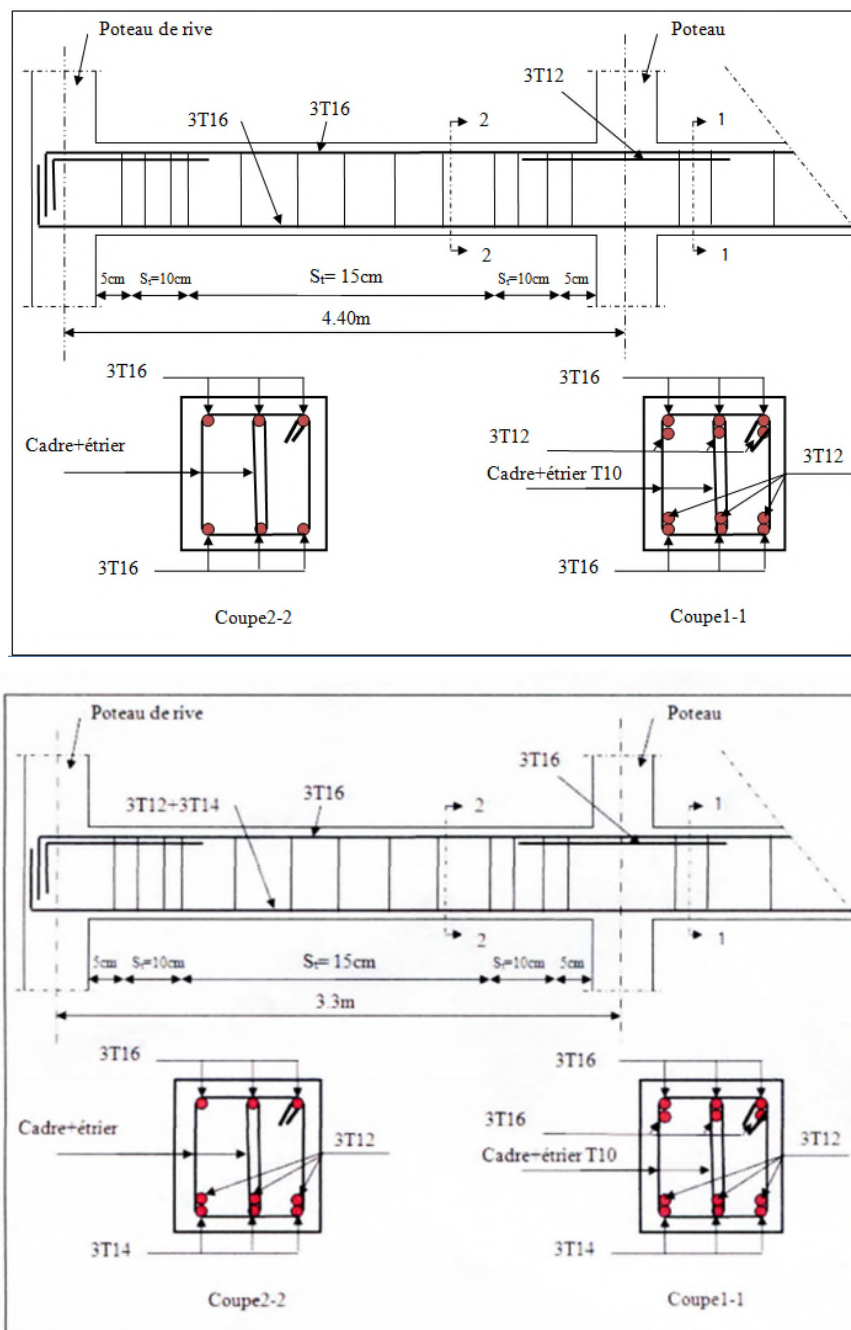


Fig .V.2: Poutres secondaires et principales du RDC et les étages courants.

V.3. Etude des poteaux

V.3.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

- | | |
|------------------|--------------|
| 1). $1.35G+1.5Q$ | 4). $G+Q-E$ |
| 2). $G+Q$ | 5). $0.8G+E$ |
| 3). $G+Q+E$ | 6). $0.8G-E$ |

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

V.3.2 Recommandations du RPA99 (version 2003)

a). Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ en zone IIa.
- La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).
- La zone nodale est définie par l' et h

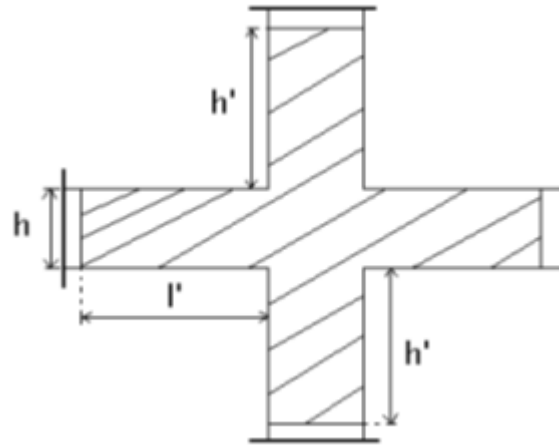


Fig V.4: Zone nodale.

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.6: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux :

Niveau	section du poteau (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²) Zone courante	A_{max} (cm ²) zone de recouvrement
S-sol et RDC	70*70	39.2	196	294
1 ^{er} étage et 2 ^{ème} étage	65*65	33.8	168	253.5
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	60*60	28.8	144	216
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	55*55	24.2	121	181
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	50*50	20	100	150
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	45*45	16.2	81	121.5

b). Armatures transversales: RPA (Art 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

- h_1 : hauteur totale de la section brute.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\left[\begin{array}{ll} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (}\lambda_g \text{: l'élanement géométrique)} \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

avec : $\lambda_g = l_f / a$ ou $\lambda_g = l_f / b$ (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_f longueur de flambement du poteau.

t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale** : $t \leq \text{Min} (10\Phi_L^{\min}, 15\text{cm})$ (en zones IIa).
- **Dans la zone courante** : $t \leq 15\Phi_L^{\min}$ (en zones IIa).

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ (au minimum).

V.3.3. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.7: Sollicitations dans les poteaux :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
S-sol et RDC	3311.86	27.00	188.93	4339.97	-894.89	60.00
1^{er} étage et 2^{ème}	2216.59	54.63	170.37	1472.72	-101.63	21.54
3^{ème} et 4^{ème} étage	1711.10	46.305	160.40	890.40	212.53	55.76
5^{ème} et 6^{ème} étage	1181.41	39.716	130.62	611.013	88.40	35.30
7^{ème} et 8^{ème} étage	736.70	10.95	96.50	519.94	-7.98	23.71
9^{ème} et 10^{ème} étage	392.654	16.65	71.27	86.72	-3.549	4.94

V.3.4. Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul :

➤ **Armatures longitudinales (verticales)**

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

$$- N_{max} = 3311.863 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 27.00 \text{ KN.m (ELU)}$$

$$- M_{max} = 188.93 \text{ KN.m} \rightarrow N_{cor} = 4339.97 \text{ KN} (G+Q+E_{x,y})$$

$$- N_{min} = 894.897 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 60.00 \text{ KN.m} (0.8G \pm E_{x,y})$$

A). Calcul sous N_{\max} et M_{cor} :

$$b = 70\text{cm}; h = 70\text{cm}; d = 0.65\text{m}; d' = 0.05\text{m}.$$

$$N = 3311.863\text{KN (de compression) } \dots\dots(\text{ELU})$$

$$M = 27.00\text{KN.m} \rightarrow e_G = M/N = 0.0081\text{m}.$$

$e_G < h/2 = 0.70/2 = 0.35\text{m} \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots\dots\dots(I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2)$$

$$(a) = 1.36 \text{ et } (b) = 0.99 \rightarrow (a) > (b) \dots\dots\dots \text{condition non vérifier}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$N_u = -3311.863\text{KN} \rightarrow \text{traction}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 1\text{MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.2387 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} = 0.2387 > 0.186 \rightarrow \text{pivot B} \rightarrow \varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} \times \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right).$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.346 \rightarrow \varepsilon_s = 6.63 \times 10^{-3}.$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 1.74 \times 10^{-3}.$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_l \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa.}$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.56.$$

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = 51.31 \text{cm}^2$$

on revient à la flexion composée:

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -43.385 \text{cm}^2$$

Le tableau résume le calcul des armatures verticales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.8: Ferrailage des poteaux :

Niveau	section	A'(cm ²)	A(cm ²)	ARPA(cm ²)	A _{adop} (cm ²)	barres
S-sol et RDC	70×70	0	0	39.2	42.98	8HA20+8HA16
1^{er} étage et 2^{ème}	65×65	0	0	33.8	36.44	8HA20+8HA14
3^{ème} et 4^{ème} étage	60×60	0	0	28.8	30.28	6HA20+8HA14
5^{ème} et 6^{ème} étage	55×55	0	0	24.2	24.88	4HA20+8HA14
7^{ème} et 8^{ème} étage	50×50	0	0	20	20.36	4HA16+8HA14
9^{ème} et 10^{ème} étage	45×45	0	0	16.2	17.09	4HA16+8HA12

➤ **Armatures transversales (horizontales)**

• **Quantité d'armature minimale**

$$- A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5 ;$$

$$- A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3 ;$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ On interpole entre les valeurs limites précédentes

• **Longueur de recouvrement**

$$L_r = 40 \phi \dots\dots\dots (\text{zone } II_a).$$

V.3.5. Résultats de ferrailage des armatures transversales

Les résultats de ferrailage des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.9: Calcul des armatures transversales

sections	ϕ_l^{\min} cm	V_u KN	l_r cm	t zone nodale	t zone courante	l_f cm	λ_g	ρ_a	A_t cm ²	A_{min} cm ²	A_t^{adop} cm ²	barres
70×70	1.6	102.83	64	10	15	285.6	4.08	3.75	2.06	2.25	3.02	6HA8
65×65	1.4	38.18	56	10	15	238	3.66	3.75	0.86	2.25	3.02	6HA8
60×60	1.4	38.04	56	10	15	214.2	3.57	3.75	0.89	2.25	3.02	6HA8
55×55	1.4	32.68	56	10	15	214.2	3.89	3.75	0.83	2.25	3.02	6HA8
50×50	1.4	29.06	56	10	15	214.2	4.284	3.75	0.81	2.25	3.02	6HA8
45×45	1.2	31.44	48	10	15	214.2	4.76	3.75	0.98	2.25	3.02	6HA8

V.3.6 .Vérifications

a) Vérification au flambement

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times fc_{28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times fe}{\gamma_s} \right]$$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$
- α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots \text{pour } \lambda \leq 50. \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots\dots\dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70. \end{array} \right.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

L'élanement mécanique est donné par :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \lambda = 3.46 \times l_f / b & \text{pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f & \text{pour les sections circulaires.} \end{array} \right.$$

$L_f = 0.7 \times l_0$ longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

Tableau V.10: Vérification du flambement pour les poteaux :

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (m)	l_f (m)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Obs.
S-sol et	70×70	2.38	1.666	8.20	0.84	42.98	0.4624	3311.86	8553.59	vérifiée
RDC	70×70	4.08	2.856	14.11	0.85	42.98	0.4624	3311.86	8553.59	vérifiée
1^{er} et 2^{ème} étage	65×65	3.40	2.38	12.66	0.83	36.44	0.3969	2216.59	7147.47	vérifiée
3^{ème} et 4^{ème} étage	60×60	3.40	2.142	12.35	0.83	30.28	0.3364	1711.10	6045.03	vérifiée
5^{ème} et 6^{ème} étage	55×55	3.06	2.142	13.47	0.83	24.88	0.2704	1181.41	4875.11	vérifiée
7^{ème} et 8^{ème} étage	50×50	3.06	2.142	14.82	0.82	20.36	0.2304	736.70	4079.93	vérifiée
9^{ème} et 10^{ème} étage	45×45	3.06	2.142	16.47	0.81	17.09	0.1849	392.654	3255.45	vérifiée

b) Vérification des contraintes

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

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

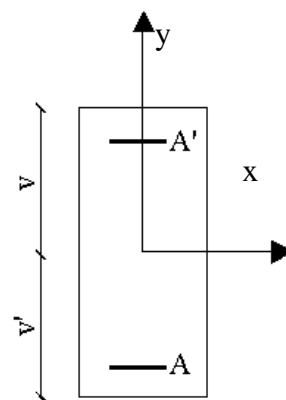


Fig V.5 : Section d'un poteau.

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.11: Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux :

Niveau	S-sol et RDC	1 ^{er} étage et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage
Section (cm ²)	70×70	65×65	60×60	55×55	50×50	45×45
d (cm)	65	60	55	50	45	40
d'(cm)	5	5	5	5	5	5
A' (cm ²)	21.49	18.22	15.14	12.44	10.18	8.84
A(cm ²)	21.49	18.22	15.14	12.44	10.18	8.84
V (cm)	35	32.5	30	27.5	25	22.5
V'(cm)	35	32.5	30	27.5	25	22.5
S (cm ²)	0.554	0.477	0.405	0.339	0.280	0.228
I _{yy} '(m ⁴) ×10 ⁻³	6.23	4.38	2.98	1.968	1.262	0.804
N ^{ser} (MN)	2.3765	1.5921	1.1287	0.7250	0.4245	0.2109
M ^{ser} (MN.m)	0.0596	0.0335	0.0332	0.03152	0.0310	0.0287
M _G ^{ser} (MN.m)	0.0596	0.0335	0.0332	0.03152	0.0310	0.0287
σ _{bc1} (MPa)	7.603	5.823	6.122	6.540	7.655	8.756
σ _{bc2} (MPa)	0.974	0.851	-0.552	-2.263	-4.626	-6.914
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

c) Vérification aux sollicitations tangentes

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	Sections (cm ²)	l(cm)	λ	ρ_d	d (cm)	V_d (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
S-sol	70×70	1.666	8.20	0.040	65	102.83	0.226	1	vérifiée
RDC	70×70	2.856	14.11	0.040	65	102.83	0.226	1	vérifiée
1 ^{er} étage et 2 ^{ème}	65×65	2.38	12.66	0.040	60	38.183	0.098	1	vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	60×60	2.142	12.35	0.040	55	38.04	0.115	1	vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	55×55	2.142	13.47	0.040	50	32.68	0.118	1	vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	50×50	2.142	14.82	0.040	45	29.60	0.131	1	vérifiée
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	45×45	2.142	16.47	0.040	40	31.44	0.174	1	vérifiée

Tableau V.12: Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

d).Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N|+|M_S| \geq 1.25 \times (|M_W|+|M_E|)$$

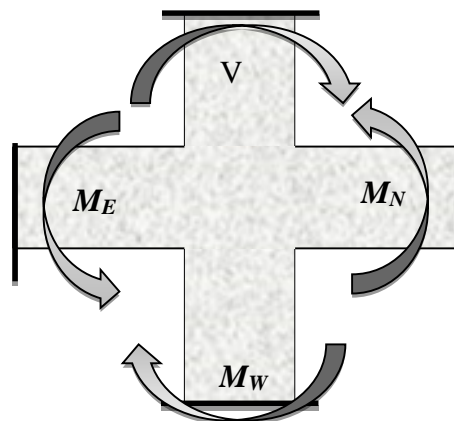


Fig .V.6: Dimensionnement d'un nœud de poutre poteau.

d-1). Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{MPa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.13: Les moments résistants dans les poteaux :

Niveau	Section (cm ²)	Z(cm)	As(cm ²)	MR(KN.m)
S-sol et RDC	70×70	0.63	42.98	942.29
1 ^{er} étage et 2 ^{ème}	65×65	0.585	36.44	741.84
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	60×60	0.540	30.28	569.02
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	55×55	0.495	24.88	428.58
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	50×50	0.450	20.36	318.83
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	45×45	0.405	17.09	240.86

d-2). Détermination des moments résistants dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (Tab 5.23). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

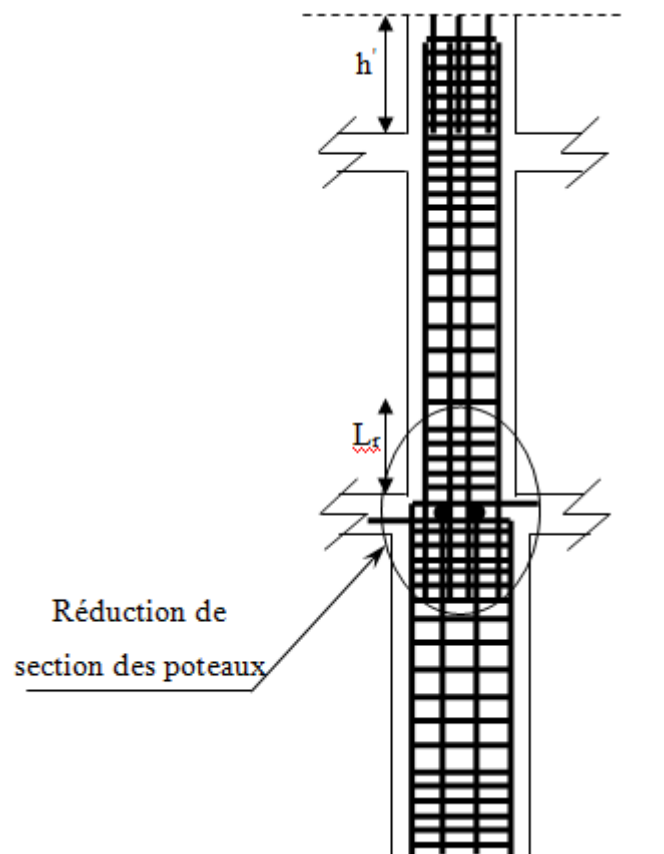
Tableau V.14. Vérification de la zone nodale :

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
S-sol et RDC	112.9	112.9	225.78	57.87	57.87	144.67	vérifier

Remarque:

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Ferraillages des poteaux



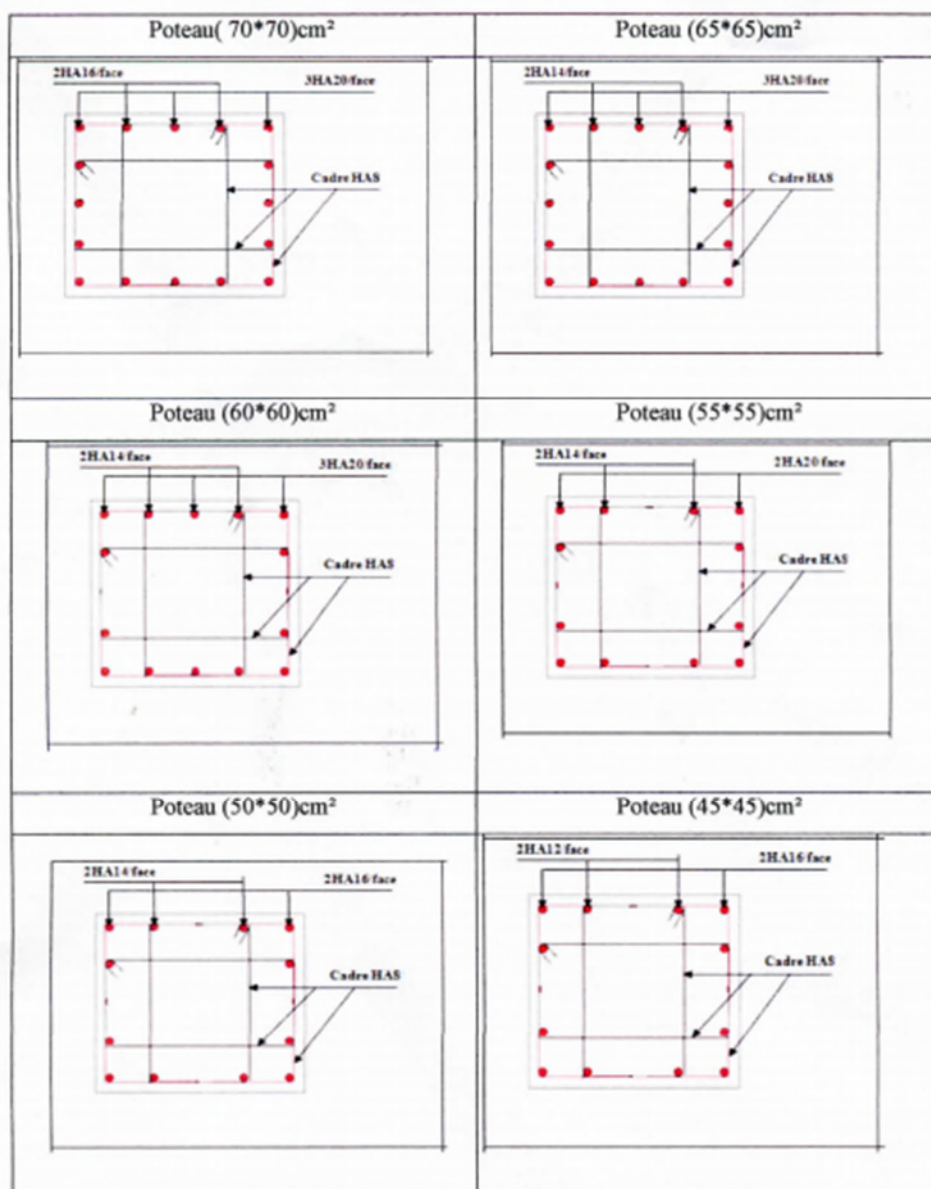


Fig. VI.17: Détail de ferrillages des poteaux.

V.3. Étude des voiles

V.3.1. Introduction

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

1). $1.35G+1.5Q$

2). $G+Q\pm E$

3). $0.8G\pm E$

V.3.2. Recommandations du RPA99

Les voiles comportent des :

a). Aciers verticaux : [7.7.4.1]

- Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

avec l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la
- longueur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b). Aciers horizontaux [7.7.4.2]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

c). Règles communes

- Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0.15%;
 - En zone courante (non tendue) 0.10%.
- L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$;
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré;
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile;

- les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.3.3. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.15: Récapitulation des efforts et moments dans les voiles :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_u (KN)
	N(KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
S-sol et RDC	2865.53	1751.37	1771.36	2895.53	-323.73	1655.50	688.49
1^{er} étage et 2^{ème}	1968.19	1122.78	1141.78	1967.48	-176.02	1102.70	614.9
3^{ème} et 4^{ème} étage	1610.20	930.38	1615.15	940.38	70.75	893.15	544.71
5^{ème} et 6^{ème} étage	1081.12	625.83	1091.11	624.83	64.79	580.40	412.14
7^{ème} et 8^{ème} étage	594.96	325.89	599.60	331.4	50.99	310.63	288.51
9^{ème} et 10^{ème} étage	330.76	332.04	340.81	256.6	47.91	205.16	210.93

V.3.4. Calcul du ferrailage

Le calcul des armatures horizontales se fait à la flexion composée et au cisaillement sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$).

V.3.4.1. Ferrailage des voiles dans le sens x-x

On va exposer un seul exemple de calcul d'un voile // à x-x' et les autres seront résumés dans un tableau.

Ferrailage de voile V_{x3} et V_{x4}

Vu la symétrie de la structure, les voiles V_{x3} et V_{x4} sont sollicités presque avec les mêmes sollicitations.

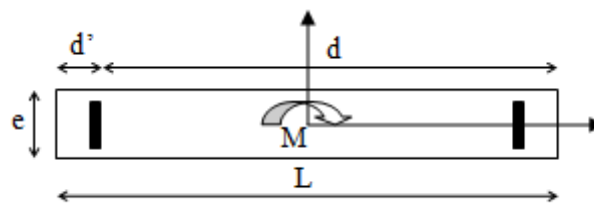


Fig. V.8: Schéma d'un voile pleine

Les caractéristiques du voile V_{x3} et V_{x4}

$L = 3.10\text{m}$; $e = 20\text{cm}$; $d = 3.05$; $d' = 0.05$

A). Calcul sous N_{\min} et M_{cor}

a). Armatures verticales :

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.

$N_{\min} = -323.3\text{KN}$ (traction), $M_{\text{cor}} = 1655.5\text{KN.m}$. (Combinaison $0.8G+E$).

$e_G = \frac{M}{N} = 5.12\text{m} > \frac{L}{2} = 1.55\text{m} \rightarrow C$ en dehors de la section \rightarrow calcul d'une section partiellement comprimée:

$$M_{UA} = M + N \cdot (d - h/2) \rightarrow M_{uA} = 476.34\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.044 < \mu_1 = 0.3916 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0.05$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 2.98\text{m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} \Rightarrow A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} \Rightarrow A_s = 20.48\text{cm}^2$$

$$A_s^1 = 2048\text{cm}^2$$

B). Calcul sous N_{max} et N_{cor} :

$$L = 3.10\text{ m}, d = 3.05\text{ m}, e = 0.2\text{m}.$$

$$N_{max} = 2865.53\text{KN (compression)}, M_{cor} = 1751.37\text{KN.m. (Combinaison ELU)}.$$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.61\text{m} < \frac{L}{2} = 1.55\text{m} \rightarrow C$ se trouve à l'intérieur de la section \rightarrow Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \cdot (d - L/2)$$

$(a) = 8.84 > (b) = 3.69 \rightarrow$ condition non vérifiée \rightarrow Donc la section est partiellement comprimée.

La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{UA} = M + N \cdot (d - L/2) \rightarrow M_{uA} = 604.96\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{MuA}{e \times d^2 \times f_{bu}} = 0.22 < \mu_l = 0.3916 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0.33$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 2.64m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} \Rightarrow A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} \Rightarrow A_s = -16.66cm^2$$

$$A < 0 \rightarrow A = 0cm^2$$

$$A_s^2 = 0cm^2$$

C). Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M_{max} = 1761.36KN.m \rightarrow N_{cor} = 2895.53 KN.$$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.61m < \frac{L}{2} = 1.55m \rightarrow C$ se trouve à l'intérieur de la section \rightarrow Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - L/2)$$

$(a) = 8.84 > (b) = 3.69 \rightarrow$ condition non vérifiée \rightarrow Donc la section est partiellement comprimée.

La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{UA} = M + N \times (d - L/2) \rightarrow M_{uA} = 610.46KN.m$$

$$\mu_{bu} = 0.23 < \mu_l = 0.3916 \rightarrow A' = 0cm^2$$

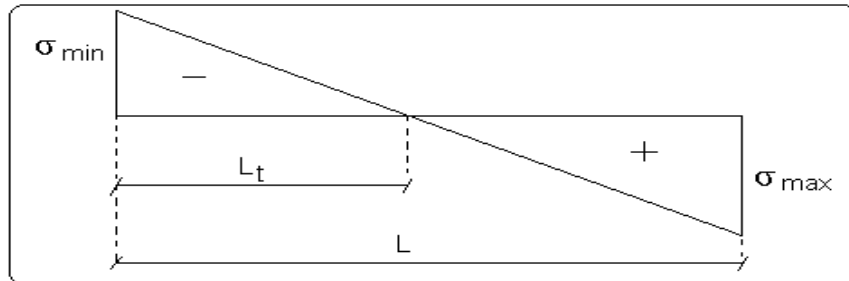
$$\alpha = 0.337 \rightarrow Z = 2.64m \rightarrow A = -16.82cm^2 < 0 \rightarrow A = 0cm^2$$

$$A_s^3 = 0cm^2$$

Donc la section d'armature verticale la plus défavorable pour le ferrailage de voile V_{x3} et V_{x4} :

$$A_v = \max(A_s^1; A_s^2; A_s^3) \rightarrow A_v = A_s^1 = 20.48 \text{ cm}^2.$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :



$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V_u = 5.6895 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V_u = -4.647 \text{ MPa}$$

$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} \rightarrow L_t = 1.39 \text{ m.}$$

- **Vérfications**

$$\checkmark A_{v_{min}}^{Zt} = 0.2\% \times e \times L_t = 5.56 \text{ cm}^2 \rightarrow (\text{en zone tendue par le RPA}).$$

On opte pour les armatures verticale dans la zone tendue:

$$A_v^{Zt} = 10\text{HA}12 + 12\text{HA}10 = 20.73 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A_{v_{min}}^{Zc} = 0.1\% \times e \times (L - 2L_t) = 0.64 \text{ cm}^2 \rightarrow (\text{en zone comprimée par le RPA}).$$

On opte pour les armatures verticale dans la zone comprimée:

$$A_v^{Zc} = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A_{min}^{ZG} = 0.15\% \times e \times L = 9.3 \text{ cm}^2 \rightarrow (\text{en zone globale du voile par le RPA}).$$

$$\checkmark A_{min} = 0.23 \times d \times e \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 7.36 \text{ cm}^2 \rightarrow (\text{dans le voile par le BAEL})$$

b). Armatures horizontales

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 688.49 \times 10^{-3}}{0.20 \times 3.05} = 1.51 \text{ MPa}$$

Soit $S_h = 15 \text{ cm} \rightarrow A_h = 1.48 \text{ cm}^2$.

$$A_h^{min} = 0.15\% \times e \times S_h = 0.45 \text{ cm}^2.$$

On opte pour les armatures horizontales: $A_h = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$.

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales dans les voiles V_{x3} et V_{x4} dans les autres niveaux :

Tableau V. 1: Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} et V_{x4} dans tous les niveaux :

Niveau	S-sol et RDC	1 et 2 ^{ème} étage	3 et 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage	7 et 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage
Section (m ²)	3.1 × 0.20	3.1 × 0.20	3.1 × 0.15	3.1 × 0.15	3.1 × 0.15	3.1 × 0.15
M(KN)	1655.5	1102.70	893.15	580.40	310.63	205.16
N(KN)	-323.73	-176.02	70.75	64.79	50.99	47.91
V (KN)	688.49	614.9	544.71	412.14	288.51	210.93
τ (MPa)	1.58	1.41	1.66	1.26	0.88	0.67
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	20.48	12.98	7.60	4.63	2.42	0.82
A_v^{min} (cm ²)	9.3	9.3	6.97	6.97	6.97	6.97
A_v^{adop} (cm ²)	20.73	13.57	7.85	7.85	7.85	7.85

N^{bre} de barres	10HA12+12HA10	12HA12	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm²)	1.48	1.32	1.16	0.88	0.62	0.47
A_h^{min} (cm²)	0.45	0.45	0.337	0.337	0.337	0.337
A_h^{adop} (cm²)	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre} de barres	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Vu la symétrie de la structure, les voiles V_{x1} , V_{x2} , V_{x5} et V_{x6} sont sollicités presque avec les mêmes sollicitations.

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales dans les voiles V_{x1} , V_{x2} , V_{x5} et V_{x6} dans les autres niveaux :

Tableau V.17: Sollicitations de calcul dans les voiles V_{x1} , V_{x2} , V_{x5} et V_{x6} dans tous les niveaux :

Niveau	S-sol et RDC	1 et 2 ^{ème} étage	3 et 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage	7 et 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage
Section (m²)	1.4 × 0.20	1.4 × 0.20	1.4 × 0.15	1.4 × 0.15	1.4 × 0.15	1.4 × 0.15
M(KN)	439.83	335.91	226.09	110.55	64.06	20.03
N(KN)	714.59	669.74	575.4	498.60	405.86	223.06
V (KN)	219.47	201.65	197.25	146.32	106.51	58.93
τ (MPa)	1.138	1.04	1.36	1.01	0.73	0.40
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	0	0	0	0	0	0

A_v^{\min} (cm ²)	4.2	4.2	3.15	3.15	3.15	3.15
A_v^{adop} (cm ²)	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85
N^{bre} de barres	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	1.06	0.97	0.95	0.71	0.51	0.28
A_h^{\min} (cm ²)	0.45	0.45	0.33	0.33	0.33	0.33
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08
N^{bre} de barres	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

V.3.4.2. Ferrailage des voiles dans le sens y-y

Vu la symétrie de la structure, les voiles V_{y1} , V_{y2} , V_{y3} et V_{y4} sont sollicités presque avec les mêmes sollicitations.

Les caractéristiques des voiles V_{y1} , V_{y2} , V_{y3} et V_{y4} :

$L = 2\text{m}$; $e = 20\text{cm}$; $d = 1.95$; $d' = 0.05$.

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales dans les voiles V_{y1} , V_{y2} , V_{y3} et V_{y4} dans les autres niveaux :

Tableau V.18: Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux :

Niveau	S-sol et RDC	1 et 2 ^{ème} étage	3 et 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage	7 et 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage
Section (m ²)	2 × 0.20	2 × 0.20	2 × 0.15	2 × 0.15	2 × 0.15	2 × 0.15
M(KN)	590.85	368.87	206.83	96.15	56.52	21.94
N(KN)	377.69	296.21	286.15	200.72	189.67	141.05
V (KN)	180.97	126.59	85.11	77.61	64.19	37.44
τ (MPa)	0.65	0.45	0.40	0.37	0.30	0.17
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	3.82	1.37	0	0	0	0
A_v^{min} (cm ²)	6	6	4.5	4.5	4.5	4.5
A_v^{adop} (cm ²)	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42
N^{bre} de barres	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	0.61	0.42	0.28	0.26	0.21	0.12
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.33	0.33	0.33	0.33
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08
N^{bre} de barres	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

V.3.4.2. Schémas de ferrailage

On prend comme exemple de ferrailage le voile V1 au niveau de RDC

$$(L \times e = 310 \times 20 \text{ cm}^2)$$

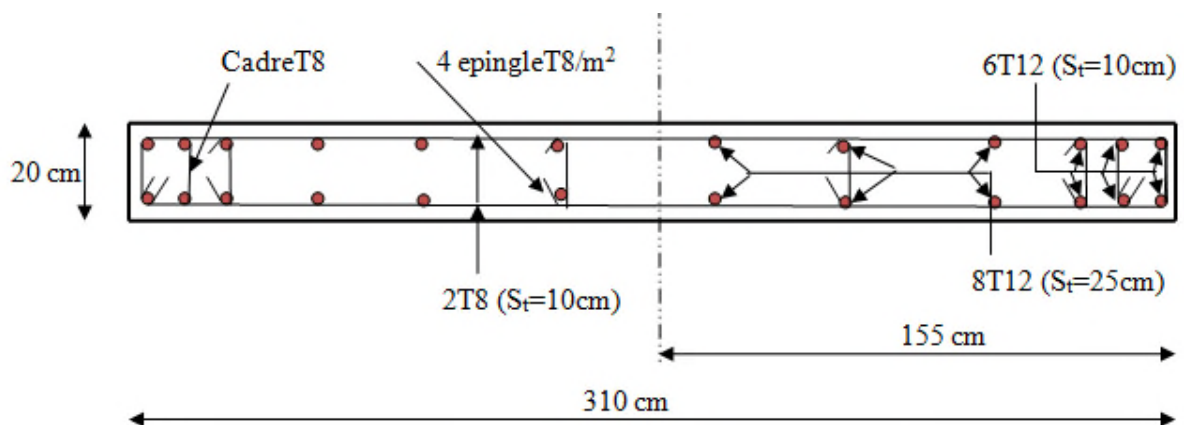


Fig. V.13 : Schéma de ferrailage du voile 1^{er} étage

V.3.5. Conclusion

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

VI.1. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble

VI.2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ❖ La capacité portante du sol.
- ❖ Les Charges transmises au sol.
- ❖ La distance entre axes des poteaux.
- ❖ La profondeur du bon sol.

-Selon le rapport du sol (voir annexe), la contrainte admissible est 1.5 bar à une profondeur de 3.2 m.

VI.3. Dimensionnement des fondations

D'après le RPA99 (Article 10.1.4.1) et les combinaisons du BAEL les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- * $G + Q \pm E$;
- * $0.8 \times G \pm E$;
- * $1.35 \times G + 1.5 \times Q$;
- * $G + Q$.

VI.4. Calcul de la surface des fondation

Soit la surface de l'ensemble des semelles

$$S_{calculée} = \frac{N_{total}}{\sigma_{sol}} = \frac{56.926}{0.15} = 380m^2.$$

La surface du bâtiment est : $S_{bâtiment} = 450m^2$

On voit bien que $S_{cal} = 85\% S_{bat}$, d'où une telle importante surface impose l'utilisation d'un radier général sans débord.

VI.4.1. Radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé.

VI.4.1.1. Dimensionnement

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

1. Condition de coffrage

h_r : hauteur des nervures.

h_t : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 5.35m$)

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \rightarrow h_r \geq \frac{535}{20} \rightarrow h_r \geq 26.75cm.$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow h_t \geq \frac{535}{10} \rightarrow h_t \geq 51.5cm.$$

2. Condition de rigidité

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

- **E** : module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$
- **I** : inertie de la section du radier.
- **K** : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$.
- **b**: la largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 79.5 \text{ cm.}$$

Donc : $h_t \geq 79.5 \text{ cm}$.

3. Condition de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times S_{\text{rad}}} \times 1 \text{ m}$$

N_d : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$V_d = \frac{5692.683 \times 5.35}{2 \times 380} \times 1 = 407.34 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{V_d \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = 0.35 \text{ m}$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

- $h_t = 120 \text{ cm}$ pour les nervures du radier.
- $h_r = 40 \text{ cm}$ pour la dalle du radier.

La surface du radier $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} = 450 \text{ m}^2$.

VI.4.1.2. Les vérifications

1. Vérification au poinçonnement

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{A.5.2,42}).$$

- N_d : effort normal de calcul.
- h : hauteur de la nervure.
- U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

• Sous poteaux le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (70×70) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h = 0.7 + 1.2 = 1.9 \\ B = b + h = 0.7 + 1.2 = 1.9 \end{cases} \Rightarrow U_c = 7.6 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow N_d = 5.692 \text{ MN} \leq 0.045 \times 7.6 \times 1.2 \times \frac{25}{1.5} = 6.84 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

2. Vérification de la contrainte dans le sol :

Calcul des contraintes sous le radier :

• Sens xx :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N'}{S_{rad}} \pm \frac{M_x Y_G}{I_x}$$

N' : L'effort normal due aux charges verticales.

M_Y, M_X : Moments sismique à la base.

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_X = 21150 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 5.1962 \text{ m.}$$

$$I_Y = 23435.5 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 7.20169 \text{ m.}$$

$$M_X = 12810.78 \text{ KN.m, } M_Y = 11850.40 \text{ KN.m.}$$

$$N' = N + 1.35 G_0 = 57600 + (1.35 \times 25 \times 0.4 \times 450) = 63675 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{63.675}{450} + \frac{12.810 \times 7.20169}{21150} = 0.14 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{63.675}{450} - \frac{12.810 \times 7.20169}{21150} = 0.13 \text{MPa}$$

σ_1 et σ_2 sont supérieurs de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.14 + 0.13}{4} = 0.137 \text{MPa} < 0.15 \text{MPa}.$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens x-x.

Sens yy:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N'}{S_{rad}} \pm \frac{M_Y \cdot X_G}{I_y}$$

$$\sigma_1 = \frac{63.675}{450} + \frac{11.850 \times 5.1962}{23435.5} = 0.14 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{63.675}{450} - \frac{11.850 \times 5.1962}{23435.5} = 0.12 \text{MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.14 + 0.12}{4} = 0.13 \text{MPa} < 0.15 \text{MPa}.$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens y-y.

3. Vérification de la poussée hydrostatique :

On doit vérifier que : $N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

Avec :

- $f_s = 1.15$ (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).
- $S_{rad} = 450 \text{ m}^2$ (surface du radier).
- $H = 3.2 \text{ m}$ (hauteur de la partie enterrée du bâtiment).

$N = 63675 > 1.15 \times 10 \times 3.2 \times 450 = 16560 \text{ KN}$Condition Vérifiée.

VI.4.1.2. Ferrailage du radier

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol.

On calculera le panneau le plus défavorable soit le panneau A (**Fig. VI.1**) et on optera le même ferrailage pour tous le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

a - Calcul des sollicitations :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{totale}}$$

Avec : N_u est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$Q_u = \frac{63675}{450} = 141.5 \text{ KN / m}^2$$

$$L_x = 4.4 \text{ m}, L_y = 5.35 \text{ m}.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.82 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.6313 \end{cases} \dots\dots\dots [Annexe 1]$$

$$M_x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0539 \times 141.5 \times 4.4^2 = 147.65 \text{ KN.m}.$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.6313 \times 147.65 = 93.21 \text{ KN.m}.$$

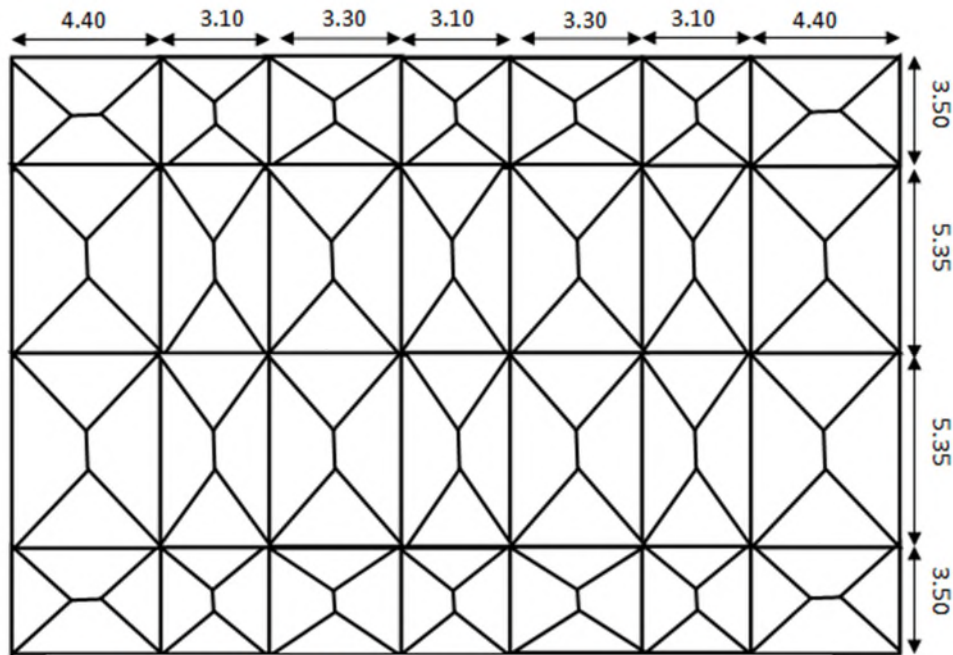


Figure. VI.1. : Schéma de rupture de dalle de radier.

b - Calcul du ferrailage :

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

- ✓ **En travée :** $M_{tx} = 0.85 M_x$, $M_{ty} = 0.85 M_y$
- ✓ **En appui :** $M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_x$

La section à ferrailer est $1 \times 0.40 \text{ m}^2$. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI .1. Section des armatures du radier :

		M (KN.m)	A_{cal} (cm^2/m)	A_{min} s(cm^2)	A_{opt} (cm^2/m)	Choix par (m)	S_t (cm)
Sens X-X	Travée	125.50	9.85	3.42	10.78	7HA14	14.28
	Appui	73.82	5.70	3.42	6.79	6HA12	16.66
Sens Y-Y	Travée	79.22	6.13	3.2	6.79	6HA12	16.66
	Appui	46.60	3.57	3.2	6.79	6HA12	16.66

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12$ cm ; et $\rho > 0.4$, la section minimale d'armatures est :

$$\begin{cases} A_x = \rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times h/2. \\ A_y = \rho_0 \times b \times h. \end{cases}$$

Pour des HAFeE400 $\rho_0 = 0.0008$.

$$\begin{cases} A_x = 3.42 \text{ cm}^2. \\ A_y = 3.2 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

• **Espacement des armatures :**

$$\begin{cases} \text{Armatures // } L_x: St = 15 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}. \\ \text{Armatures // } L_y: St = 15 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}. \end{cases}$$

➤ **Les vérifications**

• **A l'ELU :**

Vérification au cisaillement :

$$V_{ux} = \frac{Q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 213.58 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{Q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 118.81 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{213.58 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 0.59 \text{ MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

• **A l'ELS :**

$$\mu_x = 0.0607 ; \mu_y = 0.7381 ; N = 57600 + (25 \times 450 \times 0.40) = 62100 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{N_{Ser}}{S_{rad}} = \frac{62100}{450} = 138 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_x = \mu_x \times Q_s \times (L_x)^2 = 0.0607 \times 138 \times (4.4)^2 = 162.17 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 119.69 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 137.84 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 101.73 \text{ KN.m.}$$

• **Moment en appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_x = -81.08 \text{ KN.m}$$

• **Vérification de l'état limite de compression du béton et des contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 201.63 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier :

Localisation		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Travée	x-x	137.84	9.6	159912	9.18	408.58
	y-y	101.73	7.8	108708	8.04	464.45
Appui		81.09	7.8	108708	6.41	370.40

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		Choix par (m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	St (cm)
Travée	x-x	8HA20	25.13	13.57	308268	6.74	182.22	12.5
	y-y	9HA16	18.10	11.90	24112	5.50	181.17	11.11
Appui		7HA16	14.07	10.7	198127	4.81	183.75	14.28

• Schéma de ferrailage

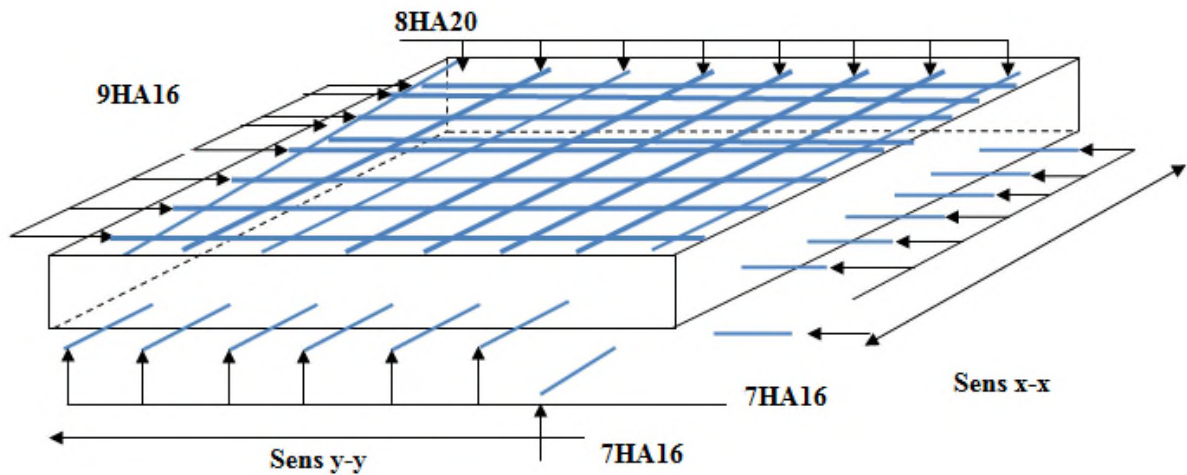


Fig.VI.2 : Schéma de ferrailage de radier.

VI.4.1.3. Ferrailage des nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures (voir Figure. VI.1), 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 l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

❖ Les charges transmises par la dalle de radier

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$	$P_m = 2/3 Q_u \times L_x$
$P_v = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$	$P_v = 1/2 Q_u \times L_x$

Avec :

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} \quad ; \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}, \quad Q_u = 137.4\text{KN/m}^2, \quad Q_s = 135\text{KN/m}.$$

❖ Exemples de calcul

Sens X-X :

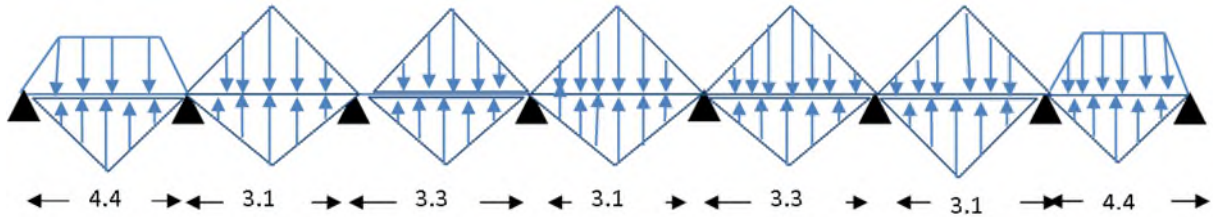


Fig.VI.3: La répartition des charges triangulaire et trapézoïdales.

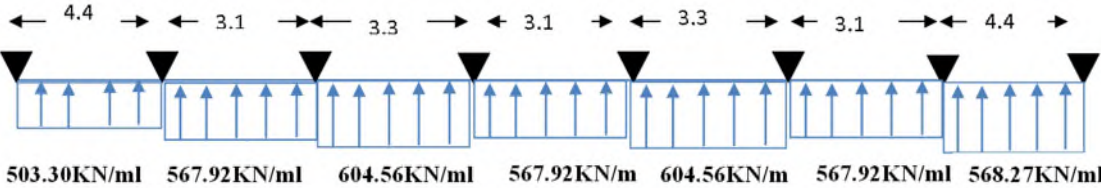


Fig.VI.4: Schéma statique équivalent.

Sens Y-Y :

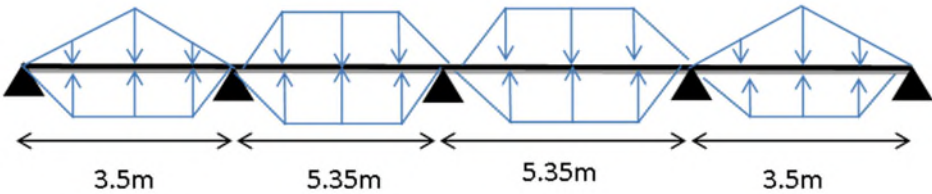


Fig.VI.5: La répartition des charges triangulaire et trapézoïdales.

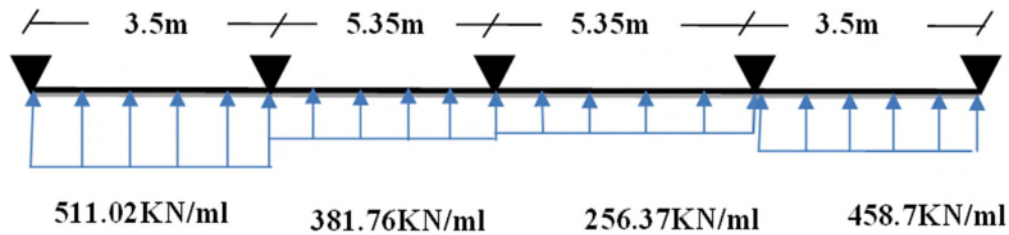


Fig.VI.6: Schéma statique équivalent

Calcul des sollicitations

Le calcul des sollicitations sur les nervures se fait en utilisant la méthode de Caquot car les charges transmises au radier sont de type modérées et la fissuration est préjudiciable.

- Sens transversal (X-X) :

-

- **Tableau VI.3. Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal :**

Localisation	Travée	Appui
M_U (KN.m)	235.97	196.091
M_S (KN.m)	231.85	192.65
V (KN)	344.57	

- Sens longitudinal (Y-Y) :

Tableau VI.4. Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal :

Localisation	Travée	Appui
M_U (KN.m)	217.79	296.11
M_S (KN.m)	213.98	290.94
V (KN)	375.79	

Ferraillage :

Sens X-X :

Le ferrailage se fera pour une section en Té en flexion simple.

$h=1.2\text{ m}$; $h_0=0.40\text{m}$; $b_0=0.70\text{m}$ (largeur de poteau); $d=0.65\text{m}$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{470}{10}; \frac{310}{2}\right)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq \min(47; 1.55) \Rightarrow b_1 \leq 0.47\text{m}$$

On prend : $b_1=0.45\text{m}$

Donc : $b=2b_1+b_0=2 \times 0.45+0.65=1.55\text{m}$.

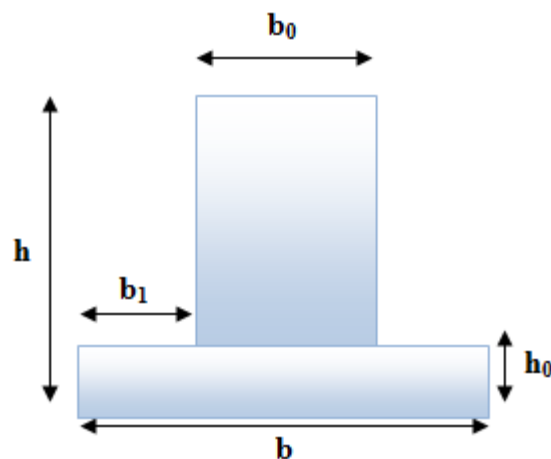


Fig. VI.7: Section à ferrailer.

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.5. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens X-X) :

Sens	Localisation	$M_u(\text{KN.m})$	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adopté} (\text{cm}^2)$	Choix
X-X	Travée	235.97	42.82	9.90	49.09	10HA25
	Appui	196.091	42.06			10HA25

• Sens Y-Y :

D'une manière semblable au premier calcul.

$$b=1.55\text{m.}$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.6.Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens Y-Y) :

Sens	Localisation	$M_u(\text{KN.m})$	$A_{cat} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adopté} (\text{cm}^2)$	Choix
Y-Y	Travée	217.79	42.47	10.78	45.55	3HA25+2HA20
	Appui	296.11	43.96		45.55	3HA25+2HA20

➤ **Vérifications :**

A l'ELU :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.7 .Vérification de l'effort tranchant :

Sens	$V_u (\text{KN})$	$\tau_{bu}(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_{bu}(\text{MPa})$	Observation
Sens X-X	344.57	0.42	2.5	Vérifiée
Sens Y-Y	375.79	0.45	2.5	Vérifiée

A l'ELS :

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 201.63\text{MPa.}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8. Résumé des résultats (vérification des contraintes) :

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)
X-X	Travée	231.85	28.69	6476397	1.02	15	47.95	201.63
	Appui	192.11	28.67	6431761	0.85	15	39.80	201.63
Y-Y	Travée	213.98	26.49	5301055	1.06	15	55.40	201.63
	Appui	290.93	25.52	479339	1.54	15	84.17	201.63

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(34.28; 70) \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 34.28 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } \phi_t = 20 \text{ mm.}$$

- **Espacement des aciers transversaux :**

Soit 5HA10=3.93 cm² (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux + épingle)

$$1). S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(58.5; 40) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm.}$$

$$2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_o} = \frac{3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.7} = 56.1 \text{ cm.}$$

$$3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_o [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} = \frac{0.8 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.7 [0.7 - 0.3 \times 2.1]} = 3 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 3 \text{ cm}$$

- **Armature de peau :**

Comme les nervures ont une hauteur de 120cm le **BAEL** préconise de mettre des armatures de peau de section tel que : $A_p = 0.2\% (b_o \times h)$

$$A_p = 0.2\% \times (0.7 \times 1.2) = 16.8 \text{ cm}^2, \text{ soit } 9\text{HA}16 = 18.10 \text{ cm}^2$$

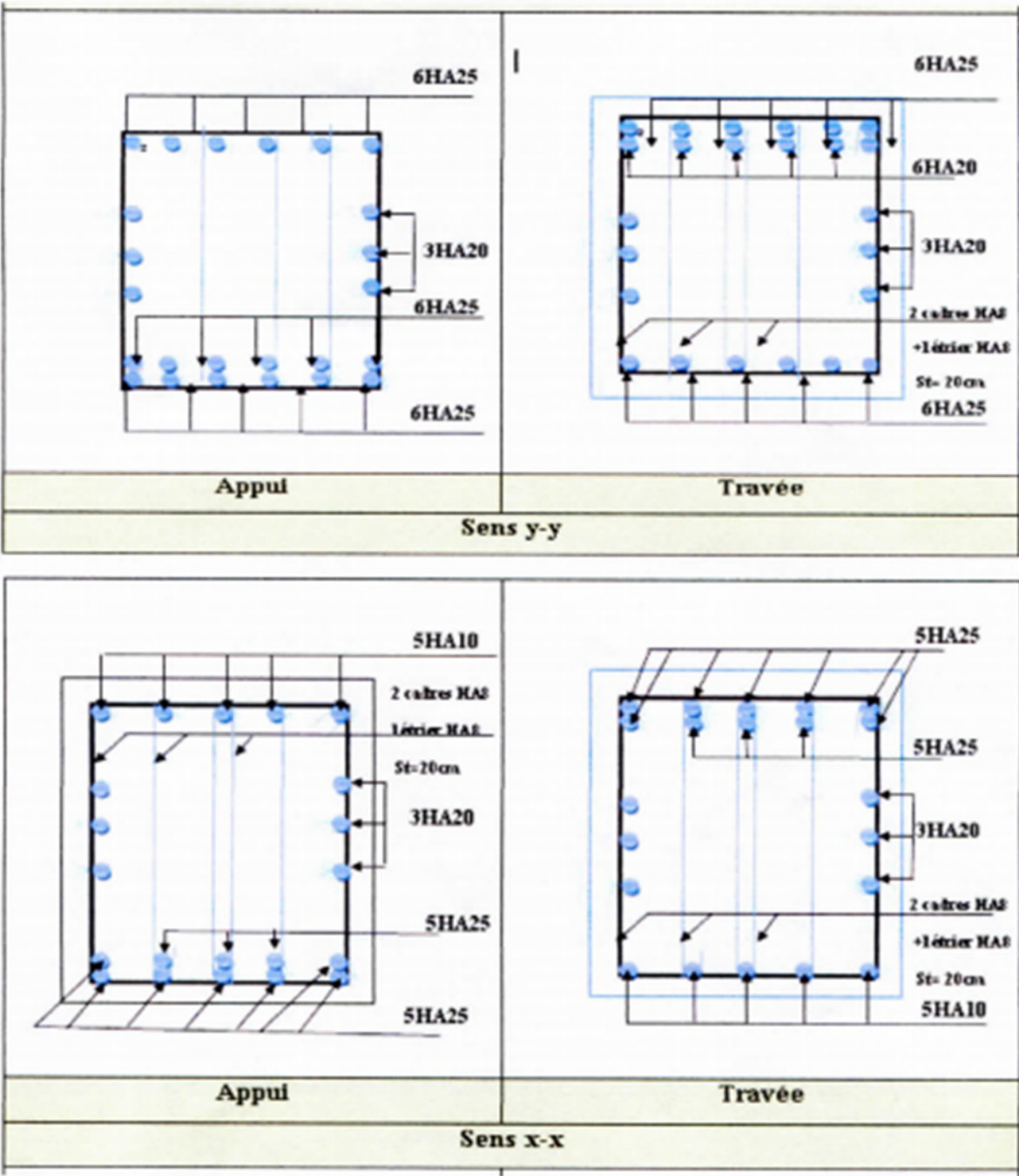


Fig. VI.8: Schémas de ferrailage des nervures :

VI.5. Voile périphérique

VI.5.1. Introduction

Selon le RPA99, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 20cm,
- Il doit contenir deux nappes d'armatures,
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens,
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.5.2. Dimensionnement des voiles

- La hauteur $h=3.2$ m,
- La longueur $L=5.35$ m,
- L'épaisseur $e = 20$ cm.

VI.5.3. Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique $\gamma_h = 20 \text{KN} / \text{m}^3$
- L'angle de frottement $\phi = 11^\circ$
- La cohésion $c=28 \text{KN} / \text{m}^2$

VI.5.4. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique et soumis à :

- **La poussée des terres :**

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}))$$

$$G = 3.2 \times (20 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{11}{2}) - 2 \times 2.8 \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{11}{2})) = 28.71 \text{KN} / \text{m}^2$$

- **Surcharge accidentelle :**

$$q = 10 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}) \rightarrow Q = 6.79 \text{KN} / \text{m}^2.$$

VI.5.5. Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par les poutres, les poteaux et les fondations.

A L'ELU :

- $\sigma_{\min} = 1,5 \times Q = 10.19 \text{ KN} / \text{m}^2$
- $\sigma_{\max} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 54.03 \text{ KN} / \text{m}^2$

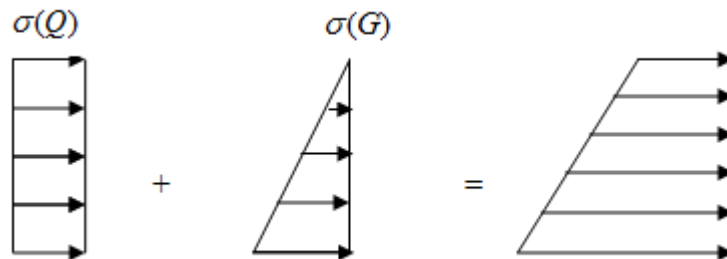


Fig. VI.9: Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 43.07 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ml} = 43.07 \text{ KN} / \text{ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.2 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 5.35 \text{ m} \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.59 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\rho = 0.59 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0836 \\ \mu_y = 0.2822 \end{cases} \dots\dots\dots [ANNEXE II]$$

$$M_{0x} = 36.87 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0y} = 10.40 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 8.84 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 31.33 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ap} = 0.5 \times M_{0x} = 18.43 \text{ KN.m.}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :

$$A_{\min} = 0.1\% \ b \times h \dots \dots \dots \text{condition exigée par le RPA.}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10: Section des armatures du voile périphérique :

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A_{\min} (cm ² /m)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ² /m)
Travée	x-x	31.33	0.068	0.088	0.173	5.18	1.92	7HA10
	y-y	8.84	0.019	0.024	0.178	1.41	1.92	4HA8
Appui		18.43	0.040	0.051	0.176	3	1.92	3HA8

• **Espacements :**

$$\begin{cases} \text{sens } x-x : S_t \leq \min(2 \times e; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm} \\ \text{sens } y-y : S_t \leq \min(2 \times e; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm} \end{cases}$$

VI.5.6. Vérifications

A L'ELU

• **Condition de non fragilité**

$$\rho = 0.59 > 0.4 \rightarrow e \geq 12\text{cm.}$$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e.$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400.}$$

$$A_x^{\min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.59) \times 100 \times 20 = 1.93 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \rightarrow A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1,6\text{cm}^2.$$

$A_t > A_{\min}$ Condition vérifiée.

$A_a > A_{\min}$ Condition vérifiée.

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5 \text{ MPa} \quad , (\text{fissuration nuisible}).$$

On a :

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{43.07 \times 5.35}{2} \times \frac{3.2^4}{5.35^4 + 3.2^4} = 61.09 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{43.07 \times 5.35}{2} \times \frac{3.2^4}{5.35^4 + 3.2^4} = 115.32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{61.09 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée.

A L'ELS

$\mu_x = 0.0884$; $\mu_y = 0.4565$.

$$\sigma_{\max} = 1 \times G + 1 \times Q = 1 \times 28.71 + 1 \times 6.79 = 35.5 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 1 \times 6.79 = 6.79 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 35.5 + 6.79}{4} = 28.32 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$q_s = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 28.32 \text{ KN} / \text{m}.$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times L^2 \rightarrow M_x = 0.0884 \times 28.32 \times (3.2)^2 = 25.63 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 0.4565 \times 25.63 = 11.70 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 21.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 9.94 \text{ KN.m.}$$

• **Moment en appui :**

$$M_{ax} = 0.5 M_x = 12.81 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

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

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9: Résumé des résultats (vérification des contraintes) :

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	x-x	21.78	4.6	18054	5.63	15	240.024	201.63
	y-y	9.94	3	26837	3.87	15	289.76	201.63
Appui		12.81	2.6	59571	5.67	15	495.12	201.63

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée dans le sens x-x, donc on doit redimensionner la section des aciers.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.10: Résumé des résultats (vérification des contraintes) :

Localisation		Choix par (m)	A _s (cm ² /m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Travée	x-x	6HA14	9.24	5.81	27133	4.64	146.21
Appui		4HA12	4.52	4.3	15376	3.58	170.85

• Schéma de ferrailage du voile périphérique

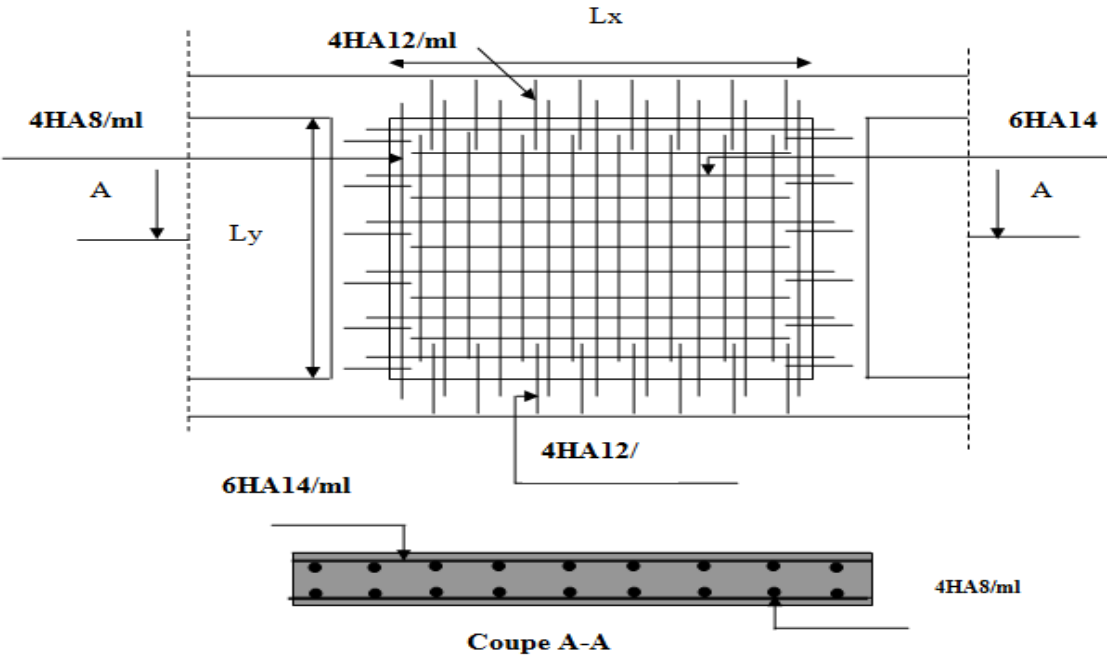


Fig.VI.10: Schéma de ferrailage de voile périphérique.

Conclusion générale

Conclusion générale

Pour offrir une meilleure résistance aux séismes, les ouvrages doivent de préférence avoir, d'une part des formes simples, d'autre part, une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Le but recherché est d'assurer la meilleure répartition possible des sollicitations à travers la structure de façon à faire participer tous les éléments à l'absorption et à la dissipation de l'énergie développée par l'action sismique.

L'étude de la réponse sismique, particulièrement la recherche du comportement dynamique nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont:

- La disposition des voiles joue un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- La vérification de l'effort normal réduit nous a conduits à une augmentation des sections des poteaux estimées par le pré dimensionnement.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tant à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- La stabilité de la structure est d'assurer, avec la vérification des déplacements horizontaux entre étage, ainsi que l'effet $P-\Delta$.
- Le choix d'un bon site sur bon sol avec des fondations adaptées, tout en respectant les mesures de prévention imposées et celles recommandées, permettra de limiter les dommages en cas de secousse.

Enfin, l'utilisation du SAP2000 dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité, et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Bibliographie

Règles BAEL 91 modifiées 99 .(Edition Eyrolles Troisième édition 2000);

Règles Parasismiques Algériennes. (Edition CGS RPA 99 / version 2003);

DTR B.C.2.2 : charges permanentes et charges d'exploitations (Edition CGS Octobre 1988);

DTR –BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles(Edition OPU 2005);

DTR –BC 2.332 : Règles de calcul des fondations profondes (Edition OPU);

Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93)Edition CGS
Décembre 1993;

Cours de Mme CHIKH AMER en béton armé Master 1Génie civil;

Mémoire de fin d'étude en cadré par M.OUDNI, juin 2013;

Mémoire de fin d'étude en cadré par Mme CHIKH AMER, juin 2007;

Logiciels

SAP 2000 V2.2;

Auto CAD 2008. Auto Desk Inc. 2003;

Application SOCOTEC.

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33