



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

## Mémoire de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Matériaux et Structures

### Thème

**Etude d'un bâtiment en (R+5+2soutentes avec sous sol) A usage multifonctionnelles contreventé par un système mixte (voiles-portiques)**

Présenté par :

MESROUA Nassim

MEHADDI Djamel

**Soutenu le 27/06/2016 devant le jury composé de :**

M<sup>me</sup> SFAKSI

Présidente

Mr SERIKMA

Encadreur

M<sup>me</sup> BOUNOUNI

Examinatrice

**Promotion : 2015 / 2016**

# Remerciements

---

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

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

A nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

A Mr. SERIKMA pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin tout au long de ce travail.

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

# Dédicace

*Quoi de plus que de pouvoir partagé les meilleurs moments de ma vie avec les êtres qu'on aime.*

*Arrivé au terme de mes études ; j'ai le plaisir de dédies ce modeste travail :*

*A la meilleur mère du monde : ma chère maman pour ses encouragements, soutiens et ses prières pour que je réussisse dans ma vie, merci mère.*

*A mon très cher père, pour ses encouragements, son soutient surtout pour son sacrifice afin que rien n'entrave le déroulement de mes études, merci père.*

*A mes chers frères Amer*

*A mes sœurs Btitra, Hdjila et leurs marie et ces enfants*

*A Zolikha et sa famille*

*A mes tantes et oncles, cousins et cousines sans exception.*

*A mon binôme Djamel et toutes sa familles.*

*A tous mes amis et à toute la promotion de Génie civil 2016.*

*A l'Association Imnayen N'Tgharma Trouna*

*A serikma mourade pour sont aide et sa disponibilité*

*Nassim*

# Dédicace

*Je dédie ce modeste travail*

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

*A mes chers frères et sœurs*

*A mon grand père et ma grand-mère*

*A mes tantes et à mes oncles*

*A chaque cousins et cousines*

*A mon binôme (Nassim) et leur famille*

*A mes meilleurs amis, et à tous ceux qui m'ont aidé lors de la réalisation de ce travail, merci à tous.*

***Djamel***

# Table des matières

---

**INTRODUCTION GENERALE** ..... ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**CHAPITRE 1 GENERALITES** ..... ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**1.1. INTRODUCTION** ..... ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**1.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE** ..... ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**1.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES** ..... ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

*1.3.1. Dimensions en élévation* ..... Erreur ! Signet non défini.

*1.3.2. Démentions en plan* ..... Erreur ! Signet non défini.

**1.4. CARACTERISTIQUES STRUCTUREL DU BATIMENT** ..... ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

*1.4.1. Système de contreventement* ..... Erreur ! Signet non défini.

*1.4.2. Les planchers* ..... Erreur ! Signet non défini.

*1.4.3. Les escaliers* ..... Erreur ! Signet non défini.

*1.4.4. La maçonnerie* ..... Erreur ! Signet non défini.

*1.4.5. Revêtements* ..... Erreur ! Signet non défini.

**1.5. CLASSIFICATIONS DE L'OUVRAGE** ..... ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

*1.5.1. Selon l'importance* ..... Erreur ! Signet non défini.

*1.5.2. Selon le système de contreventement* ..... Erreur ! Signet non défini.

*1.5.3. Selon la configuration* ..... Erreur ! Signet non défini.

**1.6. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX** ..... ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

*1.6.1. Le béton* ..... Erreur ! Signet non défini.

*1.6.2. L'acier* ..... Erreur ! Signet non défini.

**1.7. LE SOL** ..... ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**CHAPITRE 2 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**2.1. INTRODUCTION** ..... ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**2.2. LES POUTRES** ..... ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

*2.2.1. Poutres principale* ..... Erreur ! Signet non défini.

*2.2.2. Poutres secondaire* ..... Erreur ! Signet non défini.

**2.3. LES ESCALIERS** ..... ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**2.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES** ..... ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**2.5. EVALUATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES** ..... ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

*2.5.1. Les planchers* ..... Erreur ! Signet non défini.

**Plancher terrasse non accessible à corps creux** ..... Erreur ! Signet non défini.

**Plancher terrasse non accessible à dalle pleine** ..... Erreur ! Signet non défini.

**a Plancher étages courant à corps creux** ..... Erreur ! Signet non défini.

**b Plancher étages courant à dalle pleine** ..... Erreur ! Signet non défini.

**Les balcons** ..... Erreur ! Signet non défini.

<b>Murs extérieures</b> .....	Erreur ! Signet non défini.
<b>Les escaliers</b> .....	Erreur ! Signet non défini.
<b>a. Les paliers</b> .....	Erreur ! Signet non défini.
<b>b. La volée</b> .....	Erreur ! Signet non défini.
<b>2.6. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX</b> .....	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
<b>2.6.1. Définition</b> .....	Erreur ! Signet non défini.
<b>2.6.2. Descente de charge</b> .....	Erreur ! Signet non défini.
<b>Evaluations des charges</b> .....	Erreur ! Signet non défini.
<b>a. Charges permanentes</b> .....	Erreur ! Signet non défini.
<b>b. Charges d'exploitation</b> .....	Erreur ! Signet non défini.
<b>La surface afférente pour les charges permanentes</b> .....	Erreur ! Signet non défini.
<b>La surface afférente pour les charges d'exploitations</b> .....	Erreur ! Signet non défini.
□ <b>Descente de charge sur poteau plus sollicité</b> .....	Erreur ! Signet non défini.
<b>2.6.3. Conclusion</b> .....	Erreur ! Signet non défini.

**CHAPITRE 3 ETUDES DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX..ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**

<b>3.1. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS</b> .....	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
<b>3.1.1. Introduction</b> .....	Erreur ! Signet non défini.
<b>3.1.2. Planchers à corps creux</b> .....	Erreur ! Signet non défini.
<b>3.1.3. dalle pleine</b> .....	Erreur ! Signet non défini.
<b>3.2. ETUDE DES POUTRELLES</b> .....	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
<b>LES POUTRELLES SONT DES SECTIONS EN TE EN BETON ARME SERVANT A TRANSMETTRE LES CHARGES REPARTIES OU CONCENTREES VERS LES POUTRES PRINCIPALES. ....ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>	
<b>3.2.1. Disposition des poutrelles</b> .....	Erreur ! Signet non défini.
<b>3.2.2. Méthodes de calcul</b> .....	Erreur ! Signet non défini.
<b>3.2.3. Les Différents types de poutrelles</b> .....	Erreur ! Signet non défini.
<b>3.2.4. Calcul des moments et des efforts tranchants</b> .....	Erreur ! Signet non défini.
<b>3.2.4.1. Calcul des sollicitations</b> .....	Erreur ! Signet non défini.
.....	Erreur ! Signet non défini.
<b>3.2.5. Ferrailage des poutrelles</b> .....	Erreur ! Signet non défini.
<b>3.2.6. Ferrailage de la dalle de compression</b> .....	Erreur ! Signet non défini.
<b>3.3. ETUDE DES DALLES PLEINES</b> .....	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
<b>3.3.1. Dalle sur 4 appuis avec ouverture pour ascenseur « D1 »</b> .....	Erreur ! Signet non défini.
<b>3.3.2. Dalle sur 4 appuis étages courants</b> .....	Erreur ! Signet non défini.
<b>3.3.3. Dalle sur 4 appuis terrasse inaccessible « D2 »</b> .....	Erreur ! Signet non défini.
<b>3.3.4. Dalle sur 4 appuis (RDC+sou pente) « D2 »</b> .....	Erreur ! Signet non défini.
<b>3.3.5. Dalle sur 2 appuis « D3 »</b> .....	Erreur ! Signet non défini.
<b>3.3.6. Dalle sur 4 appuis (balcon) « D4 »</b> .....	Erreur ! Signet non défini.

<b>3.4. CALCUL DE L'ACROTERE .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>3.5. L'ASCENSEUR .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>3.5.1. Etude de la dalle pleine de la locale machinerie.....</b>	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
<b>3.5.2. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur .....</b>	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
<b>3.5.3. Evaluation des moments à l'ELU.....</b>	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
<b>3.6. LES ESCALIERS.....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>3.6.1. Définition.....</b>	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
<b>3.6.2. Escalier type 2 .....</b>	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
<b>CHAPITRE 4 ETUDE DYNAMIQUE .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>4.1. INTRODUCTION.....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>4.2. METHODES DE CALCUL .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>4.2.1. Méthode statique équivalente .....</b>	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
<b>4.2.2. Méthode dynamique modale spectrale .....</b>	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
<b>4.3. MODALISATION ET RESULTATS .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>4.3.1. Disposition des voiles de contreventement .....</b>	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
<b>4.4. VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT.....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>4.5. VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES.....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>4.6. JUSTIFICATION VIS-A-VIS DES DEFORMATIONS .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>4.7. JUSTIFICATION VIS A VIS DE L'EFFET P-Δ. ....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>4.8. CONCLUSION .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>CHAPITRE 5 FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>5.1. LES POUTRES .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>5.1.1. Introduction.....</b>	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
<b>5.1.2. Recommandations du RPA99 .....</b>	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
<b>5.1.3. Calcul du ferrailage .....</b>	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
<b>5.1.4. Vérification des armatures selon le RPA 99 .....</b>	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
<b>5.1.5. Vérification à l'ELS .....</b>	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
<b>5.1.6. Schéma de ferrailage des Poutres .....</b>	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
<b>5.2. ETUDE DES POTEAUX.....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>5.2.1. Introduction.....</b>	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
<b>5.2.2. Recommandations du RPA99 (version 2003) .....</b>	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
<b>5.2.3. Sollicitations de calcul .....</b>	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
<b>5.2.4. Calcul du ferrailage .....</b>	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
<b>5.2.5. Armatures transversales .....</b>	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
<b>5.2.6. Vérifications .....</b>	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
<b>5.3. ÉTUDE DES VOILES .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>5.3.1. Introduction.....</b>	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>

5.3.2. <i>Recommandations du RPA99</i> .....	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
5.3.3. <i>Sollicitations de calcul</i> .....	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
5.3.4. <i>Calcul du ferrailage</i> .....	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
<b>5.4. CONCLUSION</b> .....	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>CHAPITRE 6 ETUDE DE L'NFRASTRUCTURE</b> .....	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>6.1. INTRODUCTION</b> .....	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>6.2. CHOIX DU TYPE DES FONDATIONS</b> .....	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
6.2.1. <i>Combinaisons d'actions à considérer</i> .....	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
6.2.2. <i>Les caractéristique du sol</i> .....	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
6.2.3. <i>Vérification du radier général</i> .....	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
<b>6.3. . ETUDE DES FONDATIONS</b> .....	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
6.3.1. <i>Pré dimensionnement</i> .....	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
6.3.2. <i>Vérification au poinçonnement</i> .....	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
6.3.3. <i>Vérification de la contrainte dans le sol</i> .....	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
<b>6.4. FERRAILAGE DU RADIER</b> .....	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>6.5. ETUDE DU MUR ADOSSE</b> .....	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
6.5.1. <i>Dimensionnement du mur</i> .....	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
6.5.2. <i>Caractéristiques du sol</i> .....	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
6.5.3. <i>Evaluation des charges et surcharges</i> .....	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
6.5.4. <i>Ferrailage du mur adossé</i> .....	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
6.5.5. <i>Vérifications</i> .....	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
□ <i>Schéma de ferrailage du mur adossé</i> .....	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
<b>6.6. CONCLUSION</b> .....	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>CONCLUSION GENERALE</b> .....	
<b>BIBLIOGRAPHIE</b> .....	

# Liste des Tableaux

---

<b>TABLEAU 2.1 ÉVALUATION DES CHARGES DANS LE PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE A CORPS CREUX.</b>	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
<b>TABLEAU 2.2 ÉVALUATION DES CHARGES DANS LE PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE A DALLE PLEINE</b>	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
<b>TABLEAU 2.3 ÉVALUATION DES CHARGES DANS LE PLANCHER ETAGE COURANT A CORPS CREUX.</b>	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
<b>TABLEAU 2.4 ÉVALUATION DES CHARGES DANS LE PLANCHER ETAGE COURANT A DALLE PLEINE.</b>	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
<b>TABLEAU 2.5 ÉVALUATION DES CHARGES SUR LES BALCONS</b>	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
<b>TABLEAU 2.6 ÉVALUATION DES CHARGES SUR LES MURS EXTERIEURES...</b>	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
<b>TABLEAU 2.7 ÉVALUATION DES CHARGES SUR LES PALIERS.</b>	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
<b>TABLEAU 2.8 ÉVALUATION DES CHARGES SUR LA VOLEE</b>	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
<b>TABLEAU 2.9. DESCENTE DE CHARGE SUR POTEAU PLUS SOLLICITE.</b>	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
<b>TABLEAU 2.10. VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE COMPRESSION DU BETON</b>	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
<b>TABLEAU 2.11. VERIFICATION AU FLAMBEMENT.</b>	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
<b>TABLEAU 2.12. VERIFICATIONS DE L'EFFORT NORMAL REDUIT.</b>	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
<b>TABLEAU 3.1. COMBINAISONS D'ACTION.</b>	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
<b>TABLEAU 3.2. LES RESULTATS DES CALCULS POUR LE TYPE 2 A L'ELU ET A L'ELS .</b>	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
<b>TABLEAU 3.3. LES RESULTATS DES CALCULS POUR TOUS LES ETAGES A L'ELU ET A L'ELS ..</b>	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
<b>TABLEAU 3.4. EVALUATION DE LA FLECHE DANS LES POUTRELLES</b>	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
<b>TABLEAU 3.5. LE FERRAILLAGE DES DIFFERENTES POUTRELLES</b>	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
<b>TABLEAU 3.6. SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRELLES</b>	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
<b>TABLEAU 3.7. LES RESULTATS DES SOLLICITATIONS A L'ELS SONT RESUMES DANS LE TABLEAU CI-DESSOUS</b>	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
<b>TABLEAU 3.8. EVALUATION DE LA FLECHE DANS LA DALLE.</b>	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
<b>TABLEAU 3.9. EVALUATION DES CHARGES DANS LA DALLE</b>	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
<b>TABLEAU 3.10. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT</b>	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
<b>TABLEAU 3.11. VERIFICATION DES CONTRAINTES DE BETON.</b>	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
<b>TABLEAU 3.12. VERIFICATION DES CONTRAINTES D'ACIER</b>	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
<b>TABLEAU 3.13. VERIFICATION DES CONTRAINTES D'ACIER</b>	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
<b>TABLEAU 3.14. EVALUATION DES CHARGES DANS LA DALLE</b>	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
<b>TABLEAU 3.15. .LES RESULTANT DE FERRAILLAGE.</b>	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
<b>TABLEAU 3.16. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT</b>	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
<b>TABLEAU 3.17. VERIFICATION DES CONTRAINTES DE BETON.</b>	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
<b>TABLEAU 3.18. VERIFICATION DES CONTRAINTES D'ACIER</b>	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
<b>TABLEAU 3.19. VERIFICATION DES CONTRAINTES D'ACIER</b>	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

<b>TABLEAU 3.20. VERIFICATION DE LA FLECHE .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 3.21. EVALUATION DES CHARGES DANS LA DALLE .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 3.22. LES RESULTANTS DE FERRAILLAGE.....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 3.23. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 3.24. VERIFICATION DES CONTRAINTES DE BETON.....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 3.25. VERIFICATION DES CONTRAINTES D'ACIER .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 3.26. VERIFICATION DES CONTRAINTES D'ACIER .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 3.27. VERIFICATION DE LA FLECHE .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 3.28. LES RESULTANTS DE FERRAILLAGE.....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 3.29. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 3.30.SOLLICITATION A L'ELU EST L'ELS.....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 3.31. VERIFICATION DES CONTRAINTES DE BETON.....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 3.32. VERIFICATION DES CONTRAINTES D'ACIER .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 3.33. LES RESULTANTS DE FERRAILLAGE.....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 3.34. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 3.35. VERIFICATION DES CONTRAINTES DE BETON.....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 3.36. VERIFICATION DES CONTRAINTES D'ACIER .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 3.37.CHARGE PERMANENTE REVENANT A L'ACROTERE.....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 3.38. COMBINATIONS D'ACTION ACROTÈRE.....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 3.39. CALCUL LES SOLLICITATIONS .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 3.40. LES RESULTANTS DE FERRAILLAGE.....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 3.41. CALCUL LES SOLLICITATIONS A L'ELS .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 3.42. MOMENTS CORRIGES A L'ELS .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 3.43. FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE AU-DESSOUS DE L'ASCENSEUR..</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 3.44. VERIFICATION DE L'EFFORT DE TRANCHANT .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
• <b>TABLEAU 3.45. VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE BETON....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 3.46. CALCULE FERRAILLAGE TYPE 1 (RDC) .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 3.47. LES SOLLICITATIONS A ELS DANS L'ESCALIER (TYPE1) ...</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 3.48. VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE BETON.....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 3.49. FERRAILLAGE ESCALIER TYPE (2).....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 3.50. LES SOLLICITATIONS A ELS DANS L'ESCALIER (TYPE2) ...</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 3.51. VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE BETON.....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
• <b>TABLEAU 3.52. EVALUATION DE LA FLECHE DANS LA PARTIE 2 DE L'ESCALIER</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 3.53. EVALUATION DE LA FLECHE DANS LA PARTIE 2 DE L'ESCALIER..</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 3.54. RESULTATS DE FERRAILLAGE LA VOLEE D'ESCALIER .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 3.55. RESULTATS D'ARMATURES LONGITUDINALES DE LA POUTRE PALIERE .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>

**TABLEAU 3.56. RESULTATS D'ARMATURES LONGITUDINALES DE LA POUTRE PALIERE.....** ERREUR !  
SIGNET NON DEFINI.

**TABLEAU 3.57. VERIFICATION CONTRAINTE DU BETON.....** ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**TABLEAU 3.58. RESULTATS DE CALCUL DE LA POUTRE BRISEE.....** ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**TABLEAU 3.59 FERRAILLAGE DE LA POUTRE BRISEE EN TRAVEE ET AUX APPUIS. ....** ERREUR ! SIGNET  
NON DEFINI.

**TABLEAU 3.60. LES SOLLICITATIONS A L'ELS DE LA POUTRE BRISEE .....** ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**TABLEAU 4.1. VALEURS DES PENALITES PQ.....** ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**TABLEAU 4.2. VALEURS DE T<sub>1</sub> ET T<sub>2</sub> .....** ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**TABLEAU 4.3. MODES ET PERIODES DE VIBRATION ET TAUX DE PARTICIPATION MASSIQUE** ERREUR !  
SIGNET NON DEFINI.

**TABLEAU 4.4. VERIFICATION SOUS CHARGES VERTICALES.....** ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**TABLEAU 4.5. VERIFICATION SOUS CHARGES HORIZONTALES.....** ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**TABLEAU 4.6. VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT .....** ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**TABLEAU 4.7. VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES .....**ERREUR ! SIGNET NON  
DEFINI.

**TABLEAU 4.8. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS RELATIFS SENS X-X ....** ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**TABLEAU 4.9.VERIFICATION DES DEPLACEMENTS RELATIFS SENS Y-Y .....** ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**TABLEAU 4.10. VERIFICATION DE L'EFFET P-Δ .....** ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**TABLEAU 5.1. FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES ET SECONDAIRES.....**ERREUR ! SIGNET NON  
DEFINI.

**TABLEAU 5.2. VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES .....** ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**TABLEAU 5.3. VERIFICATION DES ARMATURES LONGITUDINALES AU CISAILLEMENT**ERREUR ! SIGNET  
NON DEFINI.

**TABLEAU 5.4. VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE DE COMPRESSION DU BETON....**ERREUR ! SIGNET NON  
DEFINI.

**TABLEAU 5.5. VERIFICATION DE LA FLECHE POUR LES POUTRES .....** ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**TABLEAU 5.6. ARMATURES LONGITUDINALES MINIMALES ET MAXIMALES DANS LES POTEAUX**  
..... ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**TABLEAU 5.7. SOLLICITATIONS DANS LES POTEAUX.....** ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**TABLEAU 5.8. FERRAILLAGE DES POTEAUX.....** ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**TABLEAU 5.9. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES .....** ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**TABLEAU 5.10. VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE BETON POUR LES POTEAUX.....** ERREUR !  
SIGNET NON DEFINI.

**TABLEAU 5.11. VERIFICATION AUX SOLLICITATIONS TANGENTES POUR LES POTEAUX.....** ERREUR !  
SIGNET NON DEFINI.

**TABLEAU 5.12. VERIFICATION AU FLAMBEMENT .....** ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**TABLEAU 5.13. LES MOMENTS RESISTANTS DANS LES POTEAUX .....** ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**TABLEAU 5.14. VERIFICATION DE LA ZONE NODALE .....** ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**TABLEAU 5.15. SOLLICITATIONS MAX DE CALCUL DANS LE VOILE VY4....** ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**TABLEAU 5.16. SOLLICITATIONS DE CALCUL DANS LE VOILE VX1 .....** ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

<b>TABLEAU 5.17. SOLLICITATIONS DE CALCUL DANS LE VOILE .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 5.18. SOLLICITATIONS DE CALCUL DANS LE VOILE VY1 .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 5.19. SOLLICITATIONS DE CALCUL DANS LE VOILE VY2 .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 5.20. SOLLICITATIONS DE CALCUL DANS LE VOILE VY3 .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 5.21. SOLLICITATIONS DE CALCUL DANS LE VOILE VY4 .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 5.22. SOLLICITATIONS DE CALCUL DANS LE VOILE VY5 .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 6.1. SECTION DES ARMATURES DU RADIER.....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 6.2. VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE BETON ET DANS L'ACIER..</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 6.3. SECTION DES ARMATURES DU RADIER.....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 6.4. SOLLICITATIONS SUR LA NERVURE SENS X-X .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 6.5. SOLLICITATIONS SUR LA NERVURE SENS Y-Y .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 6.6. RESUME DES RESULTATS (FERRAILLAGE DES NERVURES DANS LE SENS X-X).</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 6.7. RESUME DES RESULTATS (FERRAILLAGE DES NERVURES DANS LE SENS Y-Y).</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 6.8. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT.....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 6.9. LES RESULTATS DES CONTRAINTES .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 6.10. LES RESULTATS DES CONTRAINTES .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 6.11. LE FERRAILLAGE DU MUR ADOSSE .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 6.12. VERIFICATION DES CONTRAINTES DE BETON.....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 6.13. VERIFICATION CONTRAINTES DANS L'ACIER.....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>TABLEAU 6.14. VERIFICATION DES CONTRAINTES DE BETON APRES LE RECALCULE A L'ELS .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>

# Table des figures

---

<b>FIGURE 1.1 PLAN DE MASSE .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>FIGURE 1.2 VUE EN 3D .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>FIGURE 2.1 ESCALIER A DEUX VOLEES .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>FIGURE 2.2 COUPE VERTICALE D'UN VOILE EN ELEVATION .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>FIGURE 2.3 VUE EN PLAN D'IDENTIFICATION DES POTEAUX DE LA DESCENTE DE CHARGES. .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>FIGURE 2.4 DESCENTE DE CHARGE SUR POTEAU PLUS SOLLICITE.....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>FIGURE 3.1. SECTION TRANSVERSALE D'UN PLANCHER .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>FIGURE 3.2. VUE EN 3D DE LA DALLE PLEINE.....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>FIGURE 3.3. TYPE DE POUTRELLE.....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>FIGURE 3.4. SCHEMA DE DISPOSITION DES POUTRELLES DES ETAGES COURANTS .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>FIGURE 3.5 .DEFIRENT TYPE DE POUTRELLES .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>FIGURE 3.6. DALLE PLAIN D1.....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>FIGURE 3.7. SCHEMAS DE FERRAILLAGE D1.....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>FIGURE 3.8. FERRAILLAGE UNE DALLE SUR 4 APPUIS ETAGES COURANTS ...</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>FIGURE 3.9. DALLE SUR 4 APPUIS .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>FIGURE 3.10 . FERRAILLAGE UNE DALLE SUR 4 APPUIS TERRASSE INACCESSIBLE....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>FIGURE 3.11. DALLE SUR 4 APPUIS (RDC+SOUPENTE) .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>FIGURE 3.12. FERRAILLAGE UNE DALLE SUR 4 APPUIS RDC+SOUPENTE)....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>FIGURE 3.13. DALLE SUR 2 APPUIS .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>FIGURE 3.14. FERRAILLAGE UNE DALLE SUR 2 APPUIS.....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>FIGURE 3.15. DALLE SUR 4 APPUIS (BALCON).....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>FIGURE 3.16. FERRAILLAGE UNE DALLE SUR 4 APPUIS BALCON</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>FIGURE 3.17. FERRAILLAGE DE L'ACROTERE.....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>FIGURE 3.19. SCHEMAS DE FERRAILLAGE .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>FIGURE 3.20. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE PLE AU-DESSOUS DE L'ASCENSEUR .ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>FIGURE 3.21. ESCALIER A 3 VOLEES .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>FIGURE 3.22. ESCALIER A 2 VOLEES .....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>FIGURE 3.23. TYPE 1 (RDC).....</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>FIGURE 3.24. SCHEMA DE FERRAILLAGE L'ESCALIER (TYPE1).</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
<b>FIGURE 3.25. SCHEMA DE FERRAILLAGE L'ESCALIER (TYPE2).</b>	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>

**FIGURE 3.26. SCHEMA DE FERRAILLAGE LA POUTRE PALIERE. (ESCALIER TYPE 2)..ERREUR !**  
 SIGNET NON DEFINI.

**FIGURE 3.27. SCHEMA DE FERRAILLAGE .....** ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**FIGURE 4.1. DISPOSITION DES VOILES .....** ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**FIGURE 4.2. . VUE EN 3D (ROBOT 2014).....** ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**FIGURE 4.3. PREMIER MODE DE DEFORMATION (TRANSLATION SUIVANT Y) ERREUR ! SIGNET**  
 NON DEFINI.

**FIGURE 4.4 DEUXIEME MODE DE DEFORMATION (TRANSLATION SUIVANT X). .....**ERREUR !  
 SIGNET NON DEFINI.

**FIGURE 4.5. TROISIEME MODE DE DEFORMATION (ROTATION SUIVANT Z)... ERREUR ! SIGNET**  
 NON DEFINI.

**FIGURE 5.1. POUTRES PRINCIPALES SOUS-SOL+ RDC+ SOUPENTE01+ ETAGE01ET 02**  
 ..... ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**FIGURE 5.2. POUTRES SECONDAIRES SOUS-SOL+ RDC+ SOUPENTE01+ ETAGE01ET 02**  
 ..... ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**.FIGURE 5.3. POUTRES PRINCIPALES ETAGES 03+04 .....** ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**FIGURE 5.4. POUTRES SECONDAIRES ETAGES 03+04.....** ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**FIGURE 5.5. POUTRES PRINCIPALES ETAGES 05+SOUPENTE 02. ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**

**FIGURE 5.6. POUTRES SECONDAIRES ETAGES 05+SOUPENTE 02 ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**

**FIGURE 5.7. FERRAILLAGE SOUPENTE 01 SOUS-SOL + RDC ... ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**

**FIGURE 5.8. FERRAILLAGE SOUPENTE 01 SOUS-SOL + RDC .... ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**

**FIGURE 5.9 FERRAILLAGE ETAGE 01+02 ETAGE 03+04.....** ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**FIGURE 5.10. SCHEMA DE FERRAILLAGE D'UN VOILE (VX1 : SOUS-SOL+RDC).....ERREUR !**  
 SIGNET NON DEFINI.

**FIGURE 6.1. PANNEAU LE PLUS DEFAVORABLE.....** ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**FIGURE 6.2. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE RADIER .....** ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**FIGURE 6.3. SCHEMA DE RUPTURE DE DALLE DE RADIER. ....** ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**FIGURE 6.4. SCHEMAS DE FERRAILLAGE DES NERVURES .....** ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**FIGURE 6.5. REPARTITION DES CONTRAINTES SUR LE MUR .....** ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

**FIGURE 6.6. SCHEMAS DE FERRAILLAGE DU MUR ADOSSE .....** ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

# Symboles et Notations

# *Symboles Et Notations*

**A', Aser** : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

**Au** : Section d'aciers à l'ELU.

**At** : Section d'armature transversale.

**A** : Coefficient d'accélération de zone

**B** : Aire d'une section de béton.

**Br** : Section réduite.

**B** : La largeur (m).

**C** : Constante de compressibilité.

**C<sub>T</sub>** : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage

**C<sub>u</sub>** : La cohésion du sol (KN/m<sup>2</sup>).

**C<sub>r</sub>** : Cohésion réduite.

**D** : Diamètre.

**D<sub>e</sub>** : Hauteur d'ancrage équivalente (m).

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.

**ELS** : Etat limite de service.

**ELU**: Etat limite ultime.

**E** : Module d'élasticité longitudinale, Séisme.

**E<sub>b</sub>** : Module de déformation longitudinal de béton.

**E<sub>i</sub>** : Module de déformation instantanée (E<sub>ij</sub> à l'âge de j jours).

**E<sub>s</sub>** : Module d'élasticité de l'acier.

**F** : Force.

**F<sub>c28</sub>** : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

**F<sub>t28</sub>** : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

**F** : Coefficient de sécurité = 1.5

**G** : Action permanente.

**H** : La hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

**H<sub>c</sub>** : La profondeur critique (m).

**I** : Moment d'inertie (m<sup>4</sup>)

**Q** : Charge variable (d'exploitation).

**Q** : Facteur de qualité

**L** : Longueur ou portée.

**L<sub>max</sub>** : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

**M** : Moment en général.

**Ma** : Moment sur appui.

**Mu** : Moment de calcul ultime.

**Mser** : Moment de calcul de service.

**Mt** : Moment en travée.

**N<sub>c max</sub>, N<sub>q max</sub>** : Termes de portance pour les fondations profondes.

**Ns** : Effort normal de service.

**Nu** : Effort normal ultime

**N<sub>r</sub>** : Poids du radier (KN).

**N** : Effort normale du aux charges verticales.  
**N<sub>Tot</sub>** : Poids total transmis par la superstructure (KN).  
**P** : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).  
**P<sub>radier</sub>** : Poids du radier (KN).  
**Q<sub>p</sub>** : Résistance de pointe d'un pieu.  
**Q<sub>s</sub>** : Frottement latéral.  
**Q<sub>l</sub>** : Charge limite d'un pieu.  
**R** : Coefficient de comportement global.  
**S** : Section.  
**S<sub>r</sub>** : Surface du radier (m<sup>2</sup>).  
**S<sub>t</sub>** : Surface totale du bâtiment (m<sup>2</sup>).  
**S<sub>t</sub>** : Espacement des armatures.  
**T** : Effort tranchant.  
**T<sub>2</sub>** : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.  
**V** : Effort tranchant.  
**V<sub>ser</sub>** : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite de service.  
**V<sub>u</sub>** : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.  
**W** : Poids propre de la structure.  
**W<sub>Qi</sub>** : Charges d'exploitation.  
**W<sub>gi</sub>** : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.  
**X, Y et Z** : Coordonnées en général.  
**Z** : Coordonnée d'altitude, bras de levier  
**Z** : Profondeur au dessous de la fondation (m).  
**a** : Une dimension (en général longitudinale) .  
**b<sub>0</sub>** : Epaisseur brute de l'âme de la poutre  
**d** : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.  
**d'** : Distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus comprimée.  
**e** : Excentricité, épaisseur.  
**f** : Flèche  
**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité  
**h<sub>t</sub>** : Hauteur total du radier (m).  
**h<sub>N</sub>** : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.  
**σ<sub>b</sub>** : Contrainte de compression du béton.  
**σ<sub>s</sub>** : Contrainte de compression dans l'acier  
**v** : Coefficient de poison  
**σ** : Contrainte normale.  
**γ<sub>h</sub>** : Poids volumique humide (t/m<sup>3</sup>).  
**γ<sub>w</sub>** : Poids volumique de l'eau (t/m<sup>3</sup>).  
**φ** : Angle de frottement interne du sol (degrés).  
**σ<sub>adm</sub>** : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).  
**q<sub>s max</sub>** : Frottement latéral unitaire limite  
**q** : Contrainte transmise par la structure au sol (bars).

$q_u$  : Contrainte effective de rupture de la semelle (bars).

$q$  : Contrainte transmise au sol par la structure (bars).

$k_c$  : Coefficient de portance.

$\tau_{ultim}$  : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

$\alpha$  : Coefficient dépendant de la nature de sol.

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement (MPa).

$\eta$  : Facteur d'amortissement.

$\beta$  : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\sigma_v$ : Contrainte verticale due au sol au niveau de la base de la fondation.

$P_{le}^*$  : Pression limite nette équivalente.

$\sigma_H$  : Contrainte totale horizontale au niveau de l'essai.

$\sigma_v$  : Contrainte totale verticale au niveau de l'essai.

$K_0$  : Coefficient de pression des terres au repos.

$q_{ref}$  : Contrainte de référence appliquée par la semelle au sol

$q_u$  : Contrainte ultime (limite, de rupture) du sol.

$\gamma_q$  : Coefficient de sécurité.

# Introduction

# INTRODUCTION GENERALE

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.

Cette préoccupation de construire s'est accru avec le développement de l'industrie et la véritable explosion démographique, ce qui a conduit les décideurs dans tous les pays du monde à adopter la solution de bâtir en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail.

Cette solution n'est pas sans difficultés, en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérable et plus exposées aux sollicitations sismiques et celles due au vent, mettant ainsi les vies de ses occupants ainsi que celles de ses voisins en danger sans oublier les pertes matériels.

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices. Il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale. C'est pourquoi la plupart des nations n'est pas protégée contre les tremblements de terre et leurs conséquences économiques et humaines.

Le mouvement sismique a pour effets d'induire dans le sol et les ouvrages des forces d'inerties importantes et rapidement variables. Son action s'exerce donc d'une manière fondamentalement dynamique.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé de vérifier des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment R+5+deux soupentes à usage (parking, commerce, service, et habitation). Contreventé par un système mixte (voiles-portiques).

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments non structuraux.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour le ferrailage des éléments structuraux.
- Le sixième chapitre, pour l'étude de l'infrastructure

Et on termine par une conclusion générale.

# Chapitre 1

## *Généralité*

## Chapitre 1 Généralités

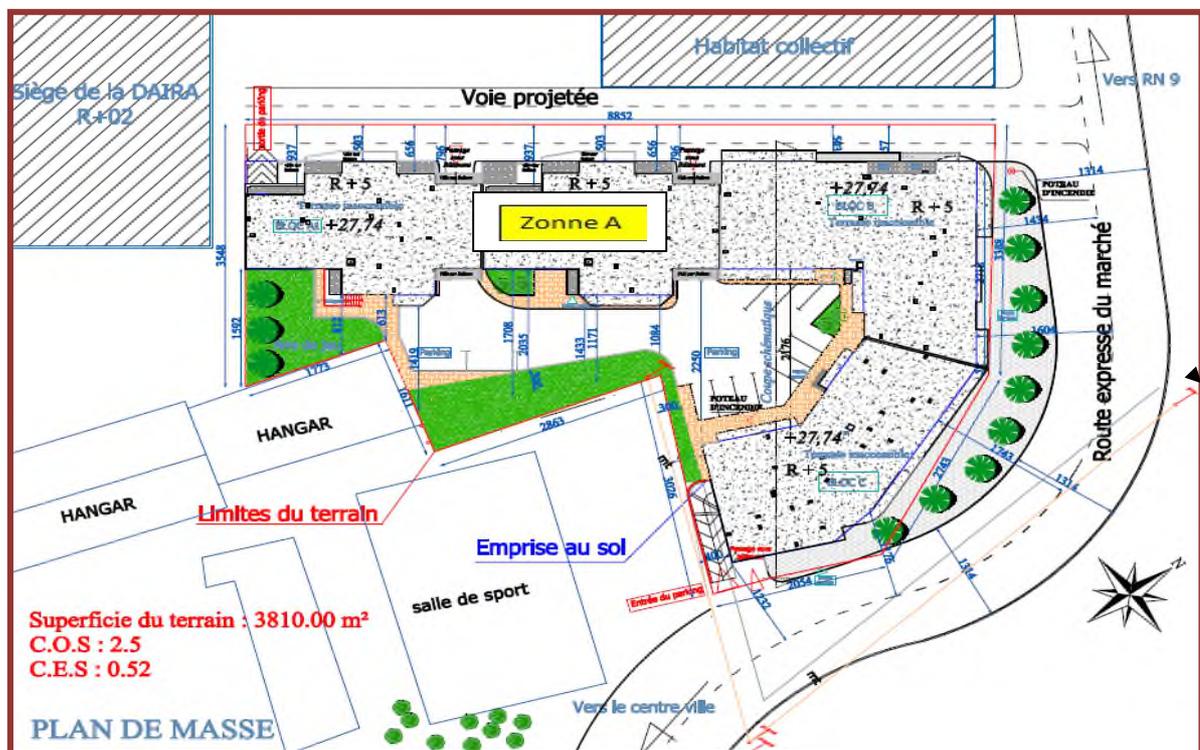
### 1.1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

### 1.2. Présentation de l'ouvrage

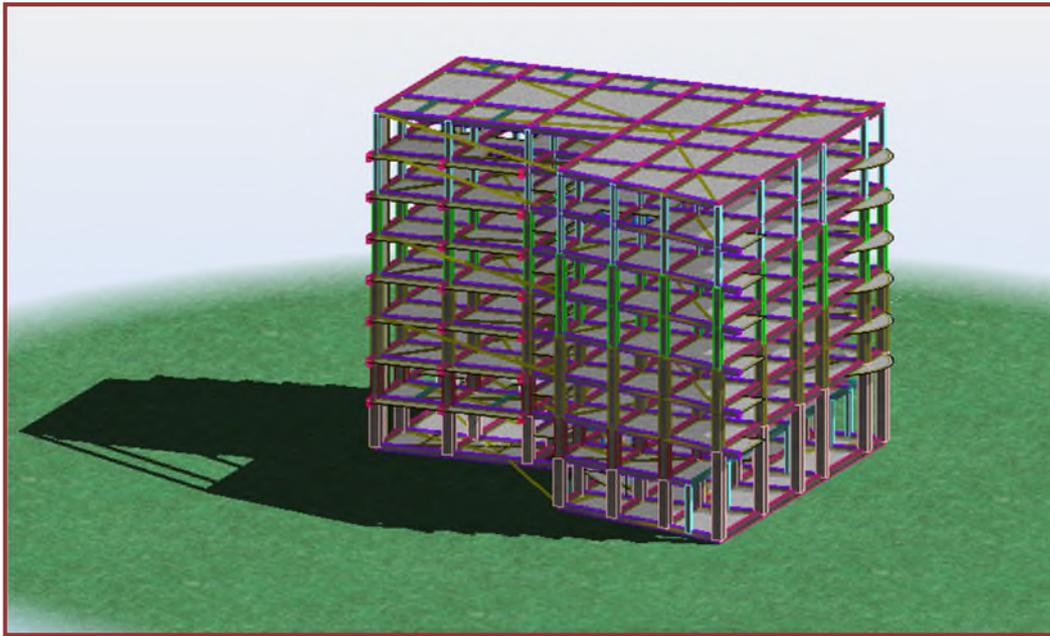
On se propose d'étudier un bâtiment R+5 avec deux sous-entres et un sous sol à usage mixte (parking, commerce, service, et habitation). L'ouvrage sera implanté dans la wilaya de Bejaia, à la ville d'Aokas qui est classée comme zone sismique de l'ordre **IIa**, selon le RPA 99 version 2003.



### 1.3. Caractéristiques géométriques

#### 1.3.1. Dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment .....27,74m
- Hauteur du sous-sol .....3,06m
- Hauteur de RDC .....3,50m
- Hauteur de deux sous-entres .....3,00m
- Hauteur d'étage 1 jusqu'à 4 .....3,06m
- Hauteur d'étage 5 .....3,00m



**Figure** Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..2vue en 3D

### 1.3.2. Démentions en plan

- Longueur totale .....30,80m
- Largeur totale .....29,17m

## 1.4. Caractéristiques structurel du bâtiment

### 1.4.1. Système de contreventement

Selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003), l'introduction des voiles est obligatoire au-delà de 14m de hauteur pour la zone **IIa** Donc le système proposé est un contreventement mixte (voiles + portiques).

### 1.4.2. Les planchers

Les planchers adoptés sont des planchers à corps creux et des planchers à dalle pleine en béton armé.

### 1.4.3. Les escaliers

Les escaliers sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulé sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre, ils existent plusieurs types : une volée, deux volées, trois volées, balancé (basculer), escargot ...etc.

#### **1.4.4. La maçonnerie**

Pour les murs extérieurs (remplissage), Ils sont constitués d'une paroi double en briques creuses de 15cm d'épaisseur a l'extérieure et 10cm d'épaisseur a l'intérieure, séparée par une l'âme d'air de 5cmd'épaisseur, pour les murs intérieures une cloison simple de 10cm d'épaisseur.

#### **1.4.5. Revêtements**

Ils sont constitués de :

- Céramique pour les salles d'eaux et les cuisines
- \_ Carrelage pour les planchers et les escaliers
- \_ Mortier de ciment pour les façades et les murs intérieurs

### **1.5. Classifications de l'ouvrage**

L'objet de la classification des ouvrages se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification des méthodes de calcul et Règlements adéquats, et notre ouvrage sera classé comme suit :

#### **1.5.1. Selon l'importance**

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Notre ouvrage est classé selon le RPA dans le groupe 2 car il est de moyenne d'importance, mais un coefficient d'accélération de zone A = 0,15 est retenu pour le calcul sismique.

#### **1.5.2. Selon le système de contreventement**

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique.

Le système de contreventement de notre structure est de type 2 (structure en portiques contreventée par des voiles en béton armé, les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations aux charges verticales)

#### **1.5.3. Selon la configuration**

Notre bâtiment est considéré comme irrégulier en plan mais régulier en élévation selon les exigences de l' RPA, donc le bâtiment est irrégulier.

## 1.6. Caractéristiques des matériaux

### 1.6.1. Le béton

#### ➤ Définition

Le béton est un mélange des matériaux, ciment, d'eau, granulats, sable et éventuellement des produits d'additions « les adjuvantes », pour le béton armé son poids volumique est de :  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$ .

### 1.6.2. L'acier

#### a-Définition

Le matériau acier est un alliage fer et carbone en faible pourcentage, l'acier est caractérisé par une bonne résistance en traction qu'en compression, généralement en utilisent dans le bâtiment les diamètres (12, 14, 16, 20) pour les armatures longitudinales, et les diamètres (6,8) pour les armatures transversales, et le treillis à soudé pour le ferrailage des dalles de compression.

#### b-Principale armateur utilisé

Aciers à hautes adhérences Fe E 400, Fe E 500

Treillis soudé à fils lisses TLE 235

Treillis soudé à hautes adhérences FeTE 500.

## 1.7. Le Sol

L'assiette d'assise de l'immeuble constituée d'un sol hétérogène de moyenne à bonne résistance, elle est sur un terrain plat, graveleux moyennement compact en surface.

- Angle de frottement  $\phi_u=19^\circ$ , la cohésion  $C_u=0,28\text{bar}$ , la densité humide  $\gamma_h=18\text{KN/m}^3$  ;
- La contrainte admissible du sol est de **1,2bar** ;
- Le fond de la fouille doit être à **-2m** de la surface du sol ;

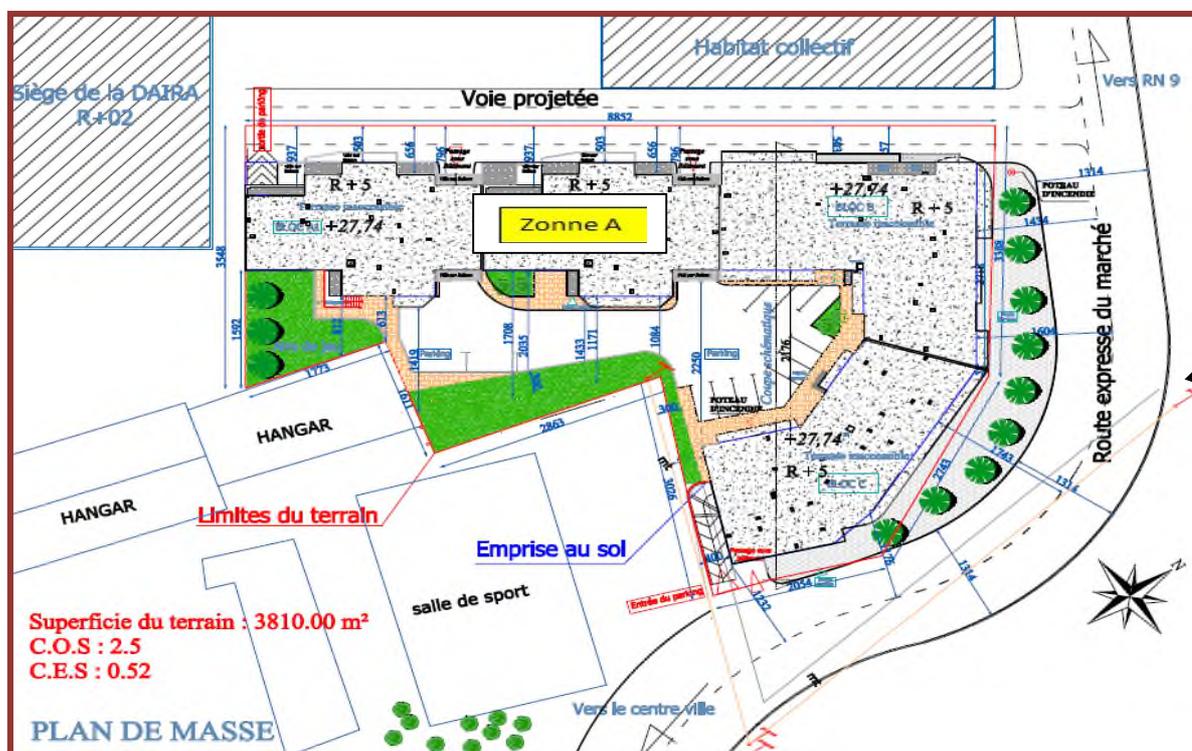
# Chapitre 1 Généralités

## 1.1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

## 1.2. Présentation de l'ouvrage

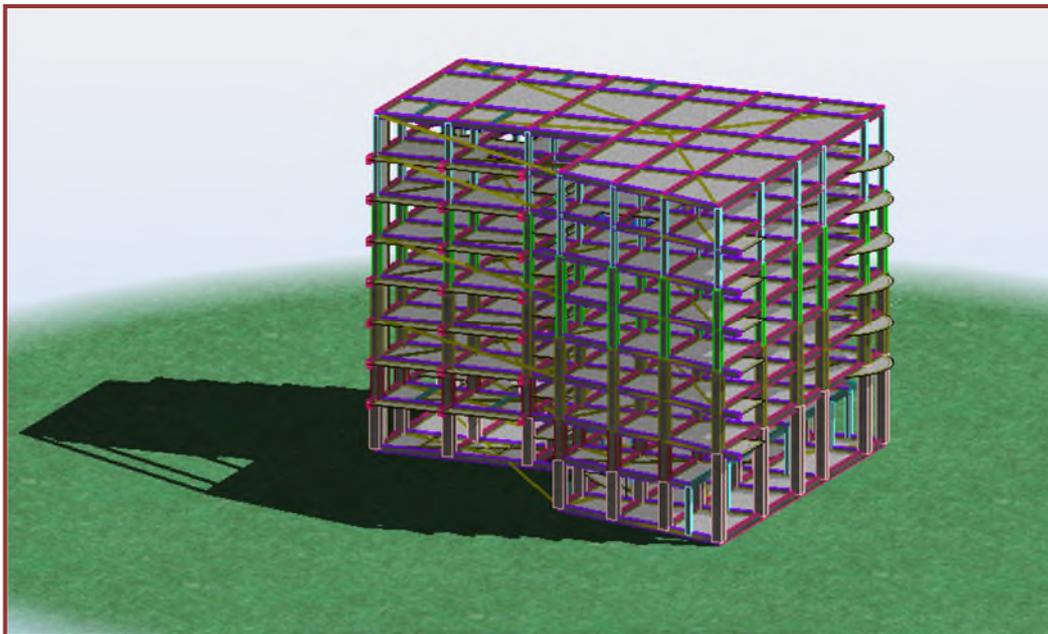
On se propose d'étudier un bâtiment R+5 avec deux soupentes et un sous sol à usage mixte (parking, commerce, service, et habitation). L'ouvrage sera implanté dans la wilaya de Bejaia, à la ville d'Aokas qui est classée comme zone sismique de l'ordre **IIa**, selon le RPA 99 version 2003.



## 1.3. Caractéristiques géométriques

### 1.3.1. Dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment .....24,74m
- Hauteur du sous-sol .....3,06m
- Hauteur de RDC .....3,50m
- Hauteur de deux soupentes .....3,00m
- Hauteur d'étage 1 jusqu'à 4 .....3,06m
- Hauteur d'étage 5 .....3,00m



**Figure 1.2** vue en 3D

### 1.3.2. Démentions en plan

- Longueur totale .....30,80m
- Largeur totale .....29,17m

## 1.4. Caractéristiques structurel du bâtiment

### 1.4.1. Système de contreventement

Selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003), l'introduction des voiles est obligatoire au-delà de 14m de hauteur pour la zone **IIa** Donc le système proposé est un contreventement mixte (voiles + portiques).

### 1.4.2. Les planchers

Les planchers adoptés sont des planchers à corps creux et des planchers à dalle pleine en béton armé.

### 1.4.3. Les escaliers

Les escaliers sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulé sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre, ils existent plusieurs types : une volée, deux volées, trois volées, balancé (basculer), escargot ...etc.

#### **1.4.4. La maçonnerie**

Pour les murs extérieurs (remplissage), Ils sont constitués d'une paroi double en briques creuses de 15cm d'épaisseur à l'extérieure et 10cm d'épaisseur à l'intérieure, séparée par une l'âme d'air de 5cm d'épaisseur, pour les murs intérieures une cloison simple de 10cm d'épaisseur.

#### **1.4.5. Revêtements**

Ils sont constitués de :

- Céramique pour les salles d'eaux et les cuisines
- \_ Carrelage pour les planchers et les escaliers
- \_ Mortier de ciment pour les façades et les murs intérieurs

### **1.5. Classifications de l'ouvrage**

L'objet de la classification des ouvrages se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification des méthodes de calcul et Règlements adéquats, et notre ouvrage sera classé comme suit :

#### **1.5.1. Selon l'importance**

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Notre ouvrage est classé selon le RPA dans le groupe 2 car il est de moyenne d'importance, mais un coefficient d'accélération de zone A = 0,15 est retenu pour le calcul sismique.

#### **1.5.2. Selon le système de contreventement**

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique.

Le système de contreventement de notre structure est de type 2 (structure en portiques contreventée par des voiles en béton armé, les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations aux charges verticales)

#### **1.5.3. Selon la configuration**

Notre bâtiment est considéré comme irrégulier en plan mais régulier en élévation selon les exigences de l' RPA, donc le bâtiment est irrégulier.

## 1.6. Caractéristiques des matériaux

### 1.6.1. Le béton

#### ➤ Définition

Le béton est un mélange des matériaux, ciment, d'eau, granulats, sable et éventuellement des produits d'additions « les adjuvantes », pour le béton armé son poids volumique est de :  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$ .

### 1.6.2. L'acier

#### a-Définition

Le matériau acier est un alliage fer et carbone en faible pourcentage, l'acier est caractérisé par une bonne résistance en traction qu'en compression, généralement en utilisent dans le bâtiment les diamètres (12, 14, 16, 20) pour les armatures longitudinales, et les diamètres (6,8) pour les armatures transversales, et le treillis à soudé pour le ferrailage des dalles de compression.

#### b-Principale armateur utilisé

Aciers à hautes adhérences Fe E 400, Fe E 500

Treillis soudé à fils lisses TLE 500,

Treillis soudé à hautes adhérences FeTE 500.

## 1.7. Le Sol

L'assiette d'assise de l'immeuble constituée d'un sol hétérogène de moyenne à bonne résistance, elle est sur un terrain plat, graveleux moyennement compact en surface.

- Angle de frottement  $\phi_u=19^\circ$ , la cohésion  $C_u=0,28\text{bar}$ , la densité humide  $\gamma_h=18\text{KN/m}^3$  ;
- La contrainte admissible du sol est de **1,2bar** ;
- Le fond de la fouille doit être à **-2m** de la surface du sol ;
- Les fondations seront superficielles type radier général.

# Chapitre 2

*Pré dimensionnement des éléments*

*Structuraux*

# Chapitre 2

## Pré dimensionnement des éléments structuraux

### 2.1.Introduction

Pour pouvoir pré-dimensionner les éléments structuraux on tiendra compte de prescription apportée par les règlements en vigueur en Algérie, et cette opération à pour but de déterminer un dimensionnement des différents éléments de notre structure, cependant les dimensions choisies ne sont pas définitives, elles peuvent être substituées après la modélisation.

Les éléments concernés par le pré-dimensionnement sont : les voiles, les poteaux, les poutres ; plus les escaliers (en particuliers parce que ils rentrent dans la descente de charge).

### 2.2.Les poutres

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, il existe deux types :

- Poutres principales
- Poutres secondaires

Leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux.

La hauteur  $h$  de la poutre doit vérifier la condition suivante :

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

**$L_{\max}$**  :distance maximale entre nus d'appuis d'une poutre

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

La hauteur  $h$  de la poutre doit être :  $h \geq 30cm$

La largeur  $b$  de la poutre doit être :  $b \geq 20cm$

Le rapporte hauteur-largeur doit être :  $\frac{h}{b} \leq 4$

#### 2.2.1. Poutres principale

On suppose des poteaux de  $30*30 cm^2$

$$L_{\max}=7.11-0,3=6,81m \rightarrow 45,4 \leq h \leq 68,1 \rightarrow \text{on prend } \begin{cases} h = 55m \\ b = 30cm \end{cases}$$

## ✓ Vérification

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 55 \geq 30\text{cm} \\ b = 30 \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{55}{30} = 1,83 \leq 4\text{cm} \end{array} \right. \quad \text{Les conditions sont vérifiées.}$$

**2.2.2. Poutres secondaire**

$$L_{max} = 6,15 - 0,3 = 5,85\text{m} \rightarrow 39 \leq h \leq 58,5 \rightarrow \text{on prend } \left\{ \begin{array}{l} h = 45\text{m} \\ b = 30\text{cm} \end{array} \right.$$

Les conditions de RPA sont vérifiées.

**Soit :** Les poutres principales (30\*55)cm

Les poutres secondaires (30\*45)cm

**2.3.Les escaliers**

Dans notre projet, on distingue des escaliers en bois et d'autre en béton armé.

➤ **Les escaliers en béton armé**

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- la hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- la largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de BLONDEL:  $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$ .

$$g = \frac{L_0}{n-1} \text{ et } n = \frac{h_0}{h}$$

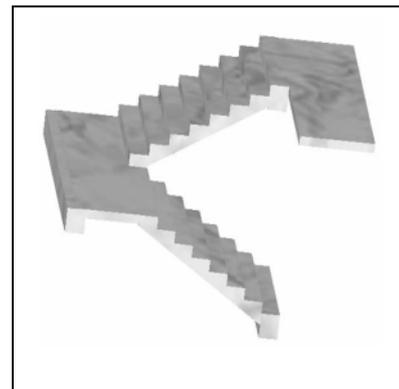
H : hauteur de la volée

L0 : longueur projetée de la volée.

Avec : n-1 : Nombre de marche ; L : longueur de la volée ; n : nombre de contres marches.

**Type 1 : Escalier des étages de 1 à 4 (deux volées)**

- ❖ H = 3,06m,
- ❖ h<sub>0</sub> = 1,53m, (demi-hauteurs d'étage) .
- ❖ h = 17 cm
- ❖ g = 30cm
- ❖ D'après la formule n = 9
- ❖ Nombre de contre marches n-1 = 8
- ❖ Vérifications de la relation de **Blondel**



**Figure 2.1** Escalier à deux volées

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

$$2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \quad \text{vérifié}$$

➤ **Epaisseur de la paille**

La paille est considérée comme une dalle sur deux appuis simples, d'épaisseur « e » telle

que :  $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$  ..... conditions de la flèche

L : la longueur développée

$$L = \sqrt{2,4^2 + 1,53^2} + 1,50$$

$$L = 2,84 + 1,50 = 4,34 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } 14,46 \text{ cm} \leq e \leq 21,70 \text{ cm}$$

$$\text{On opte : } e = 15 \text{ cm}$$

**L'angle  $\alpha$ :**

$$\tan^{-1} \alpha = \frac{h_0}{L_0} = \frac{1,53}{2,40} = 32,51^\circ$$

❖ **Type 2 : Escalier de sous sol (deux volées)**

$$H = 2,86 \text{ m}, \quad h_0 = 1,43 \text{ m}, \quad (\text{demi-hauteurs d'étage}).$$

$$h = 16 \text{ cm} \quad \text{pour 8 contre marches}$$

$$h = 15 \quad \text{pour la première contre marche}$$

$$g = 30 \text{ cm}$$

D'après la formule  $n=9$

Nombre de contre marches  $n-1=8$

La relation de **Blondel** est vérifiée

➤ **Epaisseur de la paille**

D'après la condition de la flèche **e = 16 cm**

**L'angle  $\alpha$ :**

$$\tan^{-1} \alpha = \frac{h_0}{L_0} = \frac{1,43}{2,40} \rightarrow \alpha = 30,79^\circ$$

❖ **Type 3 : Escalier de deuxième soupenne et étage 5 (deux volées)**

$$H = 3,00 \text{ m},$$

$$h_0 = 1,5 \text{ m}, \quad (\text{demi-hauteurs d'étage}).$$

$h = 17$  cm pour 6 contre marches

$h = 16$  pour les trois premières contre marche

$g = 30$ cm

D'après la formule  $n = 9$

Nombre de contre marches  $n-1=8$

La relation de **Blondel** est vérifiée

➤ **Epaisseur de la paille**

D'après la condition de la flèche  $e = 15$ cm

❖ **Type 4 : Escalier de première soupenne (deux volées)**

$H = 3,00$ m,

$h_0 = 1,5$ m, (demi-hauteurs d'étage).

$h = 17$  cm pour 6 contre marches

$h = 16$  pour la trois premières contre marche

$g = 30$ cm

D'après la formule  $n = 9$

Nombre de contre marches  $n-1=8$

La relation de **Blondel** est vérifiée

➤ **Epaisseur de la paille**

D'après la condition de la flèche  $e = 16$ cm

**L' angle  $\alpha$ :**

$$\tan^{-1} \alpha = \frac{h_0}{L_0} = \frac{1,5}{2,40} \rightarrow \alpha = 32^\circ$$

❖ **Type 5 : Escalier de RDC (deux volées)**

$h = 17$  cm pour 6 contre marches

$h = 16$  pour la trois premières contre marche

$g = 30$ cm

➤ **Epaisseur de la paille**

D'après la condition de la flèche  $e = 15$ cm

$$\tan^{-1} \alpha = \frac{h_0}{L_0} = \frac{1,5}{2,40} \rightarrow \alpha = 32^\circ$$

❖ **Type 6 : Escalier de RDC (deux volées)**

$h = 17$  cm pour 6 contre marches

$h = 16$  pour la trois premières contre marche

$g = 30$ cm

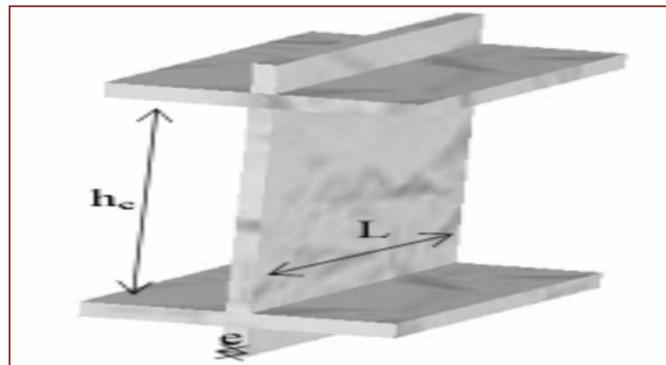
➤ **Epaisseur de la paillasse**

D'après la condition de la flèche  $e = 15$ cm

$$\tan^{-1} \alpha = \frac{h_0}{L_0} = \frac{1,5}{2,38} \rightarrow \alpha = 32,22^\circ$$

## 2.4.Pré dimensionnement des voiles.

Les voiles sont des éléments résistants généralement verticaux de type plan dont la capacité de reprendre les efforts horizontaux est très importante vue la grande inertie de leurs sections horizontales.



**Figure 2.2**Coupe verticale d'un voile en élévation

Avec :  $h_e$  : hauteur libre du voile.

$e$  : épaisseur du voile.

$L$  : longueur du voile

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonctions de la hauteur d'étage selon la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left[ \frac{h_e}{20}; 15 \text{cm} \right] \\ L \geq 4e. \end{array} \right.$$

- ♦ Pour les deux souppentes et l'étage 5,  $h_e = 2,55$ m  $\rightarrow e \geq \max(12,75 ; 15)$  cm
- ♦ Pour le sous sol et les étages de 1 à 4,  $h_e = 2,61$ m  $\rightarrow e \geq \max(13.05 ; 15)$  cm
- ♦ Pour RDC  $h_e = 3,11$ m  $\rightarrow e \geq \max(15.55 ; 15)$  cm

D'où :  $e \geq 15\text{cm}$  ;  $L=60\text{cm}$ , pour les deux soupentes et les étages courants

$e \geq 15,55\text{cm}$  ;  $L=62,2\text{cm}$ , pour RDC

Soit :

$e=15\text{cm}$ , pour les deux soupentes et les étages courants

$e=20\text{cm}$ , pour RDC

## 2.5.Evaluation des charges et des surcharges

### 2.5.1. Les planchers

#### Plancher terrasse non accessible à corps creux

Tableau 2.1 Evaluation des charges inaccessible à corps creux.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Protection gravillons roulés	0,04	0,80
Etanchéité multicouche	0,02	0,12
Isolation thermique	0,04	0,16
Plancher à corps creux (20+4)	0,24	3,20
Enduit de ciment	0,02	0,40
Forme de pente	0,1	2,20

$$G_{terrince} = 6,88 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{terrince} = 1,00 \text{ KN/m}^2$$

#### Plancher terrasse non accessible à dalle pleine

Tableau 2.2 Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible à dalle pleine

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Protection gravillons roulés	0,04	0,80
Etanchéité multicouche	0,02	0,12
Isolation thermique	0,04	0,16

Plancher à dalle pleine	0,17	3,25
Enduit de ciment	0,02	0,40
Forme de pente	0,1	2,20

$$G_{terrinnacce} = 7,93 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{terrinnacce} = 1,00 \text{ KN/m}^2$$

### a Plancher étages courant à corps creux

**Tableau 2.3** Évaluation des charges étage courant à corps creux.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0,02	0,40
Mortier de pose	0,02	0,40
Lit de sable	0,02	0,36
Plancher à corps creux (20+4)	0,24	3,20
Enduit de ciment	0,02	0,40
Cloisons de séparation	0,10	1,00

$$G_{étagecc} = 5,76 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{étagecc} = 1,50 \text{ KN/m}^2$$

### b Plancher étages courant à dalle pleine

**Tableau 2.4** Évaluation des charges dans le plancher étage courant à dalle pleine.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0,02	0,40
Mortier de pose	0,02	0,40
Lit de sable	0,02	0,36
Plancher à dalle pleine	0,16	4
Enduit de ciment	0,02	0,40
Cloisons de séparation	0,10	1,00

$$G = 6,56 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{étage} = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

**Les balcons****Tableau 2.5** Évaluation des charges sur les balcons

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
dalle pleine	0,12	3,00
Carrelage	0,02	0,40
Mortier de pose	0,02	0,40
Lit de sable	0,02	0,36
Enduit de ciment	0,02	0,40

$$G_{balcon}=4,56\text{KN/m}^2$$

$$Q_{balcon}=3,5\text{ KN/m}^2$$

**Murs extérieures****Tableau 2.6** Évaluation des charges sur les murs extérieures

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Brique creuse de l'extérieur	0,15	1,30
Brique creuse de l'intérieure	0,10	0,9
Enduit extérieur en ciment	0,02	0,4
Enduit intérieur en ciment	0,01	0,2
Lame d'aire	0,05	/

$$G_{mur}=2,80\text{ KN/m}^2$$

**Remarque**

La charge d'exploitation à pondre dans le cas d'un étage a usage parking est estimée à  $Q=2,5\text{ KN/m}^2$

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

**Les escaliers****a. Les paliers**

**Tableau 2.7** Évaluation des charges sur les paliers.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0,02	0,40
Mortier de pose	0,02	0,40
Lit de sable	0,02	0,36
Dalle en béton armé	0,15	3,75
Enduit de ciment	0,02	0,40

$$G_{palier}=5,31 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{palier}=2,5 \text{ KN/m}^2$$

#### b. La volée

**Tableau 2.8** Évaluation des charges sur la volée

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0,02	0,40
Mortier de pose	0,02	0,40
Lit de sable	0,02	0,36
Paillasse	0,16*25/cos32	4,72
Garde du Corps	/	0,60
Marches	0,17*(1/2)	1,87
Enduit de ciment	0,02*20/cos32	0,47

$$G_{volés}=8,82 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{volée}=2,5 \text{ KN/m}^2$$

### 2.6. Pré-dimensionnement des poteaux.

Les poteaux sont des éléments structuraux généralement verticaux destinés principalement à transmettre les charges verticales aux fondations et à participer au contreventement total ou partiel des bâtiments.

#### 2.6.1. Définition

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armatures de 0,1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé), déterminé par la descente de charges.

L'effort normal maximal obtenu par la descente des charges doit vérifier l'inégalité suivante.

$$N_U \leq \alpha \left[ \frac{Br * fc28}{0,9 * \gamma_b} + \frac{As * fe}{\gamma_s} \right] \quad \text{C.B.A. [B.8.4.1] .}$$

**N<sub>U</sub>**: Effort normal maximal à l'ELU calculé en utilisant la règle de dégression verticale ;

**Br**: Section réduite du poteau calculée à partir des dimensions réelles du poteau réduites de 2cm

$\gamma_b = 1,50$  et  $\gamma_s = 1,15$  : coefficients de sécurité du béton et de l'acier ;

**fc 28 et fe**: résistances caractéristiques du béton et de l'acier ;

**As**: section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau ;

**α** : coefficient fonction de l'élançement du poteau :

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2] \quad \text{Pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

**λ** : élançement du poteau :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

**l<sub>f</sub>** : Longueur de flambement :  $l_f = 0,7l_0$

**l<sub>0</sub>** : Longueur libre du poteau

**i**: rayon de giration de la section du béton  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

**I** : moment d'inertie (dans le sens de la section susceptible de se déformer) de la section du béton par rapport à son centre de gravité.

### 2.6.2. Descente de charge

La descente de charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les porteurs verticaux les plus proches.

Les sections des poteaux préalablement adoptées sont :

- Les sous sols et RDC (h\*b)= (60×60) cm<sup>2</sup>
- La soupenite 1 (h\*b)= (60×55) cm<sup>2</sup>
- Etages(1,2) (h\*b)= (55×55) cm<sup>2</sup>
- Etages(3,4) (h\*b)= (50×50) cm<sup>2</sup>
- Etages 5 et la soupenite 6 (h\*b)= (50×45) cm<sup>2</sup>

### Evaluations des charges

#### a. Charges permanentes

$$G_{planche} = G * S$$

$$G_{poutre} = (h_{poutre} * b_{poutre} * \rho) * l_{poutre}$$

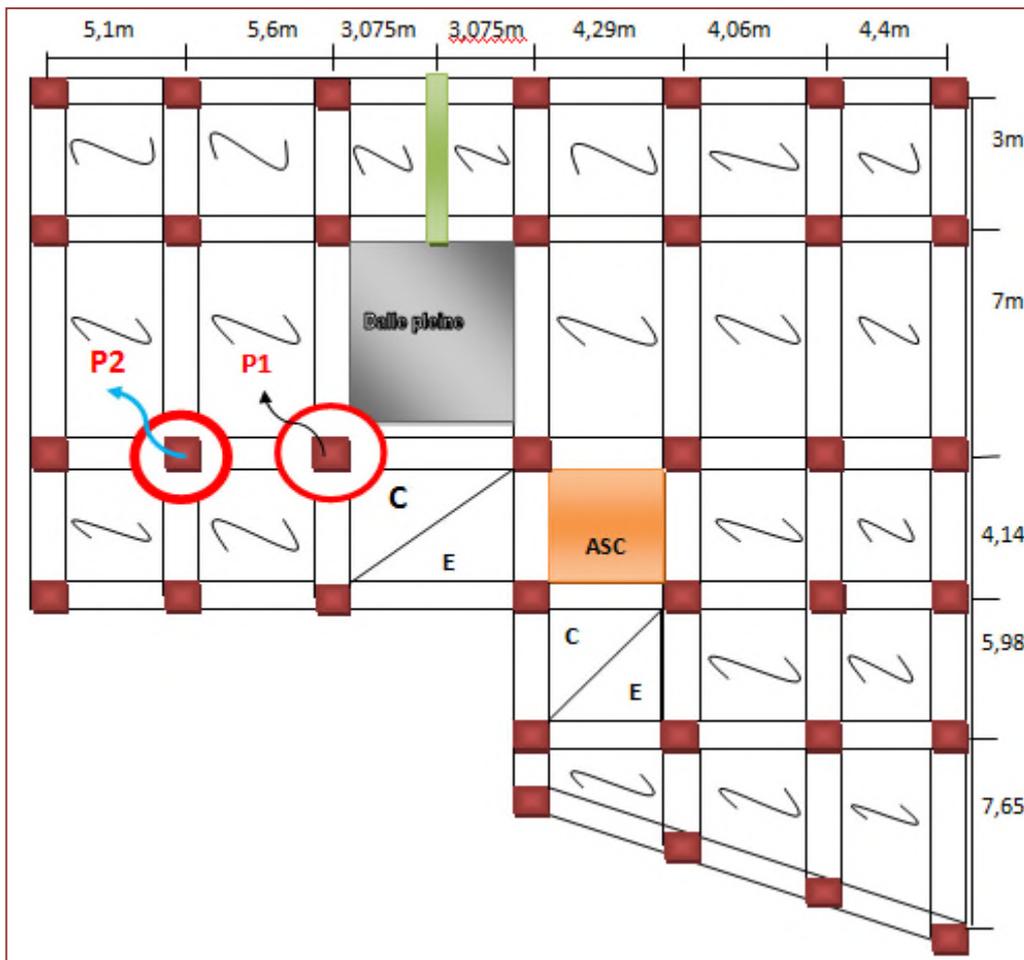
$$G_{poteau} = (h_{poteau} * b_{poteau} * \rho) * l_{poteau}$$

**b. Charges d'exploitation**

Soit  $Q_0$  la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment,  $Q_1, Q_2, \dots$ . Les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2,  $\dots, n$ , numérotés à partir du sommet du bâtiment.

$Q$  à chaque niveau est déterminé comme suit :

- 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  $n \geq 5$  : .....  $Q_0 + (3 + n/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$ .



**Figure 2.3** Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges.

**La surface afférente pour les charges permanentes**

- ✓ **Terrasse inaccessible**

$$S_{dp} = 9.8m^2 \quad S_{CC2} = 8.8775 m^2 \quad S_{CC3} = 5.616 m^2 \quad S_{CC4} = 5.088 m^2$$

- ✓ **Etage 5 et la soupenue 2**

$$S_{tcc} = 7.6m^2 \quad S_{tvolé} = 9.1m^2 \quad S_{talié} = 2.88 m^2 \quad S_{dp} = 9.8m^2$$

## ✓ Etages 1 :4

$$St_{cc}=13.89m^2 \quad St_{volé}=2.74m^2 \quad St_{palié}=2.88 m^2 \quad S_{dp}=9.8m^2$$

## ✓ La soupenite 1 et RDC

$$St_{cc}=5.1m^2 \quad St_{volé}=11.6135 m^2 \quad St_{palié}=2.88 m^2 \quad S_{dp}=9.8m^2$$

## ✓ Sous sole

$$St_{cc}=13.96 m^2 \quad St_{volé}=2.73m^2 \quad St_{palié}=2.88 m^2 \quad S_{dp}=9.8m^2$$

**La surface afférente pour les charges d'exploitations**

## ✓ Terrasse inaccessible

$$S1=(3.35+0.3+1.92) \times (2.925+2.65+0.3) = 32.72m^2$$

## ✓ Etage 5 et la soupenite 2

$$S1=32.72-(0.5*0.45)=32.495 m^2$$

## ✓ Etages 3 et 4

$$S1=32.72-(0.5*0.5)=32.47m^2$$

## ✓ Etages 2 et 1

$$S1=32.72-(0.55*0.55)=32.41 m^2$$

## ✓ soupenite 1

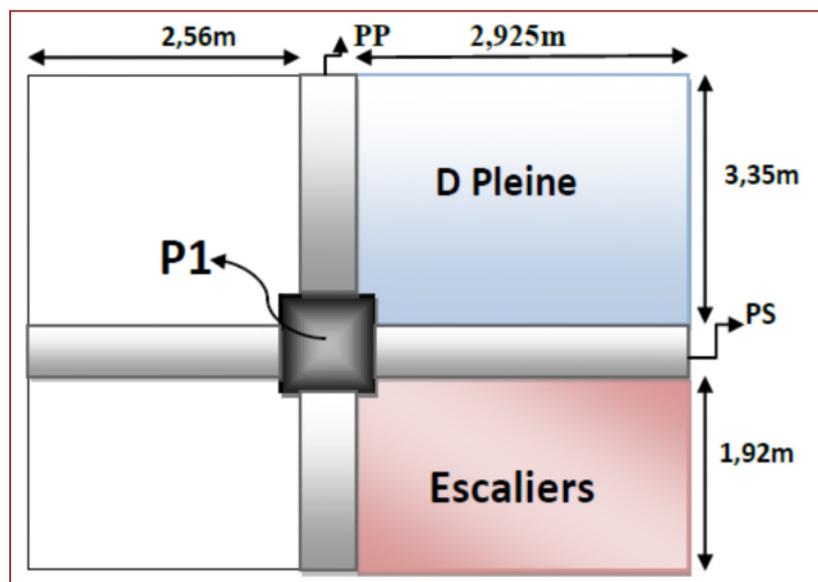
$$S1=32.72-(0.6*0.55)=32.39 m^2$$

## ✓ RDC+sous sol

$$S1=32.72-(0.6*0.6)=32.36m^2$$

## ❖ Descente de charge sur poteau plus sollicité

Pour le poteau « P1 »



**Figure 2.4** Descente de charge sur poteau plus sollicité

Tableau 2.9. Descente de charge sur poteau plus sollicité

Niveau	Désignation	G(KN)	Q(KN)
N1	Plancher terrasse	191.64	32.72
	Poutre principale	21.74	
	Poutre secondaire	14.63	
	Poteau (50*45)	16.88	
	$\Sigma$	244.89	
N2	<b>N1</b>	244.89	81.46
	Plancher	196.33	
	Poutre principale	21.74	
	Poutre secondaire	14.63	
	Poteau (50*45)	16.88	
	$\Sigma$	<b>494.47</b>	
N3	<b>N2</b>	494.47	125.33
	Plancher	196.33	
	Poutre principale	21.74	
	Poutre secondaire	14.63	
	Poteau (50*50)	16.88	
	$\Sigma$	744.05	
N4	<b>N3</b>	744.05	156.9815
	Plancher	176.39	
	Poutre principale	21.74	
	Poutre secondaire	14.63	
	Poteau (50*50)	19.13	
	$\Sigma$	975.94	
N5	<b>N4</b>	975.94	188.64
	Plancher	176.39	
	Poutre principale	21.74	
	Poutre secondaire	14.63	
	Poteau (55*55)	23.14	
	$\Sigma$	1211.84	
N6	<b>N5</b>	1211.84	215.36
	Plancher	176.39	

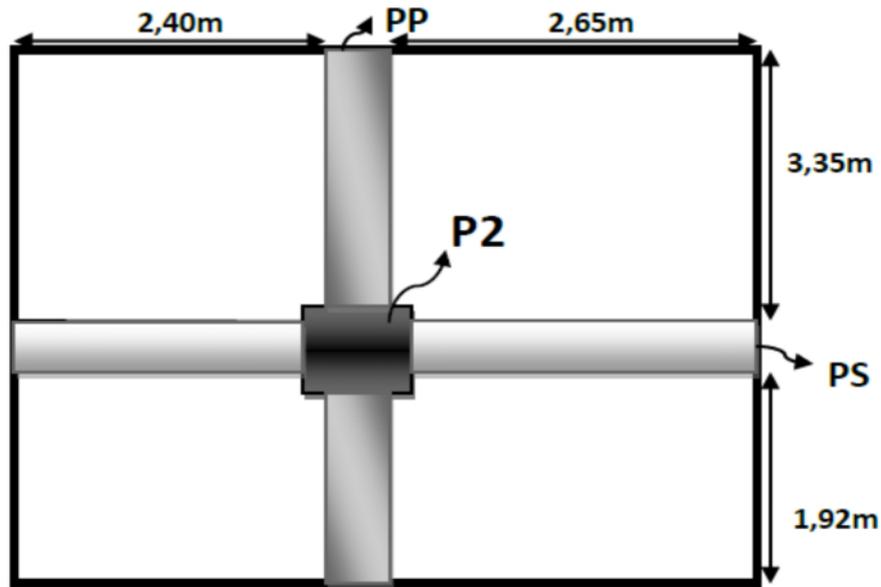
	Poutre principale	21.74	
	Poutre secondaire	14.63	
	Poteau (55*55)	23.14	
	$\Sigma$	1447.74	
<b>N7</b>	<b>N6</b>	1447.74	237.218
	Plancher	176.39	
	Poutre principale	21.74	
	Poutre secondaire	14.63	
	Poteau (55*60)	24.75	
	$\Sigma$	1685.25	
<b>N8</b>	<b>N7</b>	1685.25	254.2
	Plancher	204.03	
	Poutre principale	21.74	
	Poutre secondaire	14.63	
	Poteau (60*60)	32.04	
	$\Sigma$	1957.69	
<b>N9</b>	<b>N8</b>	1957.69	334.24
	Plancher	204.03	
	Poutre principale	21.74	
	Poutre secondaire	14.63	
	Poteau (60*60)	27.54	
	$\Sigma$	<b>2225.6</b>	<b>334,24</b>

Donc :

$$Nu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (2225.6) + 1.5(334.24)$$

$$Nu = 3505.92 \text{ kn}$$

➤ **Pour le poteau P2**



$$G = 2089.962 \text{ KN}$$

$$Q = 304.177 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(2089.962) + 1.5(304.177)$$

$$N_u = 3277.7142 \text{ KN}$$

$$\text{D'où } N_u = 1.1 * \max(N_{u1}, N_{u2})$$

$$N_u = 1.1 * 3505.92 = 3856.51 \text{ Kn}$$

### Les vérifications

#### ❖ Vérifications a la compression simple du poteau le plus sollicité P1

$$\frac{N_u}{b} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$ : Limite de compression du béton à L'E.L.U

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_c}{1.5}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 14.20 \text{ MPA}$$

**Tableau 2.10.** Vérification de la contrainte de compression du béton

Niveaux	Nu	sections	Condition $B_{choi} > B_{calcule}$		observation
			B choiser	B calculer	
Sous sol	3856.51	60*60	0.36	0.27	Vérifiée
RDC	3326.6	60*60	0.36	0.234	Vérifiée
Soupente	2893.63	60*55	0.33	0.2	Vérifiée
Etages 1:2	2505.23	55*55	0.3025	0.176	Vérifiée
Etages 3:4	2110.83	50*50	0.25	0.15	Vérifiée

<b>Etage 5</b>	1311.71	50*45	0.225	0.092	<b>Vérifiée</b>
<b>Soupenite</b>	1311.71	50*45	0.225	0.092	<b>Vérifiée</b>

❖ **Vérefication au flambement**

$$Nu \leq \overline{Nu} \alpha \left[ \frac{Br * f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + \frac{As * f_e}{\gamma_s} \right]$$

D'après le BAEL 91 en doit vérifier :

$$B_{rcalculer} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + \frac{f_e}{100 * \gamma_s} \right]}$$

❖ **Vérification de poteau de sous sol**

$$L_f = 0,7 * l_0 = 0,7 * 3,06 = 2,14m$$

$$B = 0,6 * 0,6 = 0,36m^2$$

$$I = 0,6^4 / 12 = 0,0108m^4$$

$$i = \sqrt{(0,0108 / 0,36)} = 0,173m$$

$$\lambda = 2,14 / 0,173 = 12,36 \Rightarrow \alpha = 0,83$$

$$B_{rcalculer} = 0,196m^2$$

$$B_r = (0,6 - 0,02) * (0,6 - 0,02) = 0,336m^2$$

Donc on a  $B_r > B_{rcalculer} \rightarrow$  le poteau ne risque pas de flamber

**Tableau 2.11.** Vérification au flambement

Niveaux	Nu (KN)	sections	Condition $B_{choi} > B_{calculer}$		observation
			B choiser	B calculer	
<b>Sous sol</b>	3856.51	60*60	0.36	0.211	<b>Vérifiée</b>
<b>RDC</b>	3326.6	60*60	0.36	0.1824	<b>Vérifiée</b>
<b>Soupenite</b>	2893.63	60*55	0.33	0.1593	<b>Vérifiée</b>
<b>Etages 1:2</b>	2505.23	55*55	0.3025	0.138	<b>Vérifiée</b>
<b>Etages 3:4</b>	2110.83	50*50	0.26	0.094	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 5</b>	1311.71	50*45	0.225	0.048	<b>Vérifiée</b>
<b>Soupenite</b>	1311.71	50*45	0.225	0.048	<b>Vérifiée</b>

❖ **Pré vérification de l'effort normal réduit**

**R.P.A [Art.7.1.3.3]**

Selon le RPA il faut vérifier :

$$V = \frac{Nu}{B * f_{c28}} \leq 0.3$$

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

**Tableau 2.12.** Vérifications de l'effort normal réduit

Niveau	Nu(KN)	section	B (cm <sup>2</sup> )	V	observation
Sous sol	3856.51	60*60	0.36	0.42	Non vérifiée
RDC	3326.6	60*60	0.36	0.37	Non vérifiée
Soupenite	2893.63	60*55	0.33	0.35	Non vérifiée
Etages 1 :2	2505.23	55*55	0.3025	0.33	Non vérifiée
Etages 3 :4	1708.29	50*50	0.25	0.27	vérifiée
Etage 5	869.35	50*45	0.225	0.15	vérifiée
Soupenite	869.35	50*45	0.225	0.15	vérifiée

### 2.6.3. Conclusion

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

- Les sous sols (h\*b)= (75×70) cm<sup>2</sup>
- RDC (h\*b)= (70×65) cm<sup>2</sup>
- La soupenite 1 (h\*b)= (65×60) cm<sup>2</sup>
- Etages(1,2) (h\*b)= (60×60) cm<sup>2</sup>
- Etages(3,4) (h\*b)= (50×50) cm<sup>2</sup>
- Etages 5 et la soupenite 6 (h\*b)= (35×35) cm<sup>2</sup>

# Chapitre 3

*Pré dimensionnement des éléments*

*Non structuraux*

## Chapitre 3 Etudes des éléments non structuraux

### 3.1. Pré dimensionnement des planchers

#### 3.1.1. Introduction

Le plancher est une plate-forme généralement plane, qui sert à séparer entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharges, qui lui sont directement appliquées, aux éléments porteurs.

Pour notre bâtiment on utilise deux types de planchers :

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine.

#### 3.1.2. Planchers à corps creux

Il se compose de corps creux (hourdis) et d'une dalle de compression ferrillée par treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé.

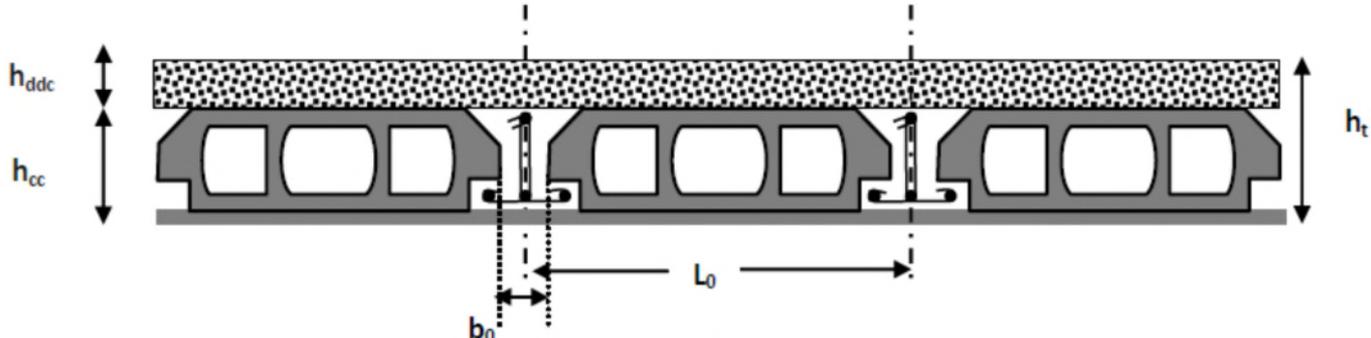


Figure 3.1. Section transversale d'un plancher

La hauteur de plancher est déterminée à partir de la condition de rigidité

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad \text{C.B.A 93 [Art B.6.8.4.2.4].}$$

Tel que :

$h_t$  : Représente la hauteur total du plancher,

$L_{\max}$  : Représente la plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

$$L_{\max} = 5,60 - 0,3 = 5,30\text{m}$$

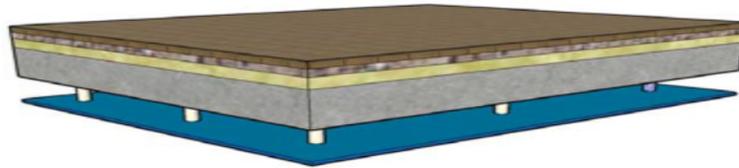
$$h_t \geq \frac{530}{22,5} = 23,55\text{cm}$$

On adoptera des planchers à corps creux **24cm** soit **20+4** :

- Hauteur de corps creux :  $h = 20\text{cm}$
- Hauteur de dalle de compression :  $h_0 = 4\text{cm}$ .

### 3.1.3. Dalle pleine

Ce sont des dalles totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent sur 1, 2,3ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.



**Figure.3.2.** Vue en 3D de la dalle pleine

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

#### ❖ Critère de résistance

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

Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles,

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$$

Pour une dalle sur quatre appuis avec  $\rho \leq 0.4$ ,

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec  $\rho > 0.4$ .

#### ❖ Coupe-feu

$$e \geq 7\text{cm}$$

Pour une heure de coupe-feu,

$$e \geq 11\text{cm}$$

Pour deux heures de coupe-feu.

Notre projet comporte deux types de dalle pleine :

♦ **Panneaux sur 4 appuis (étages courants)**

$$L_x = 585, \quad L_y = 670 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{585}{670} = 0,87 \quad \rho > 0,4$$

$$\frac{585}{45} \leq e \leq \frac{585}{40} \quad 12,97 \leq e \leq 14,6 \text{ cm}$$

On prend  $e = 13 \text{ cm}$

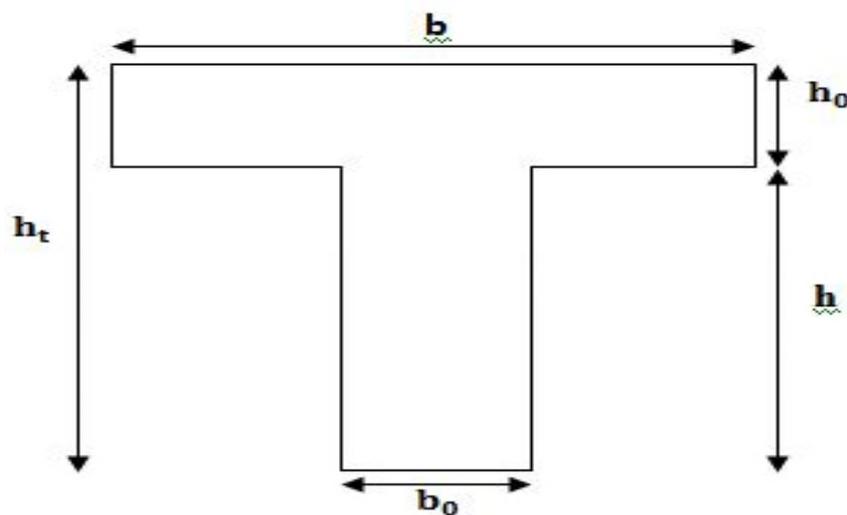
▪ **Les dalles pleines des balcons**

Toutes les dalles des balcons ont des dimensions modérées et c'est pour cette raison que la condition de coup feu est la plus défavorable.

On prend  $e = 12 \text{ cm}$

### 3.2. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.



**Figure 3.3.** Type de poutrelle

3.2.1. Disposition des poutrelles

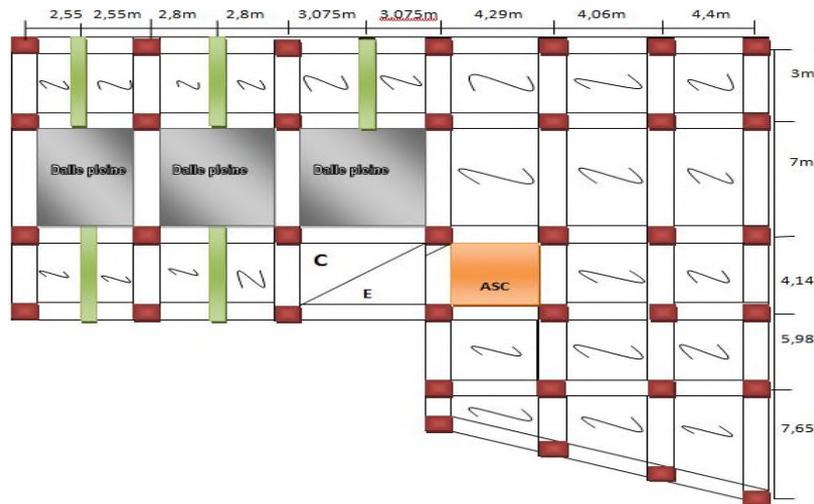


Figure3.4.Schéma de disposition des poutrelles (RDC+soupenle+terrasse)

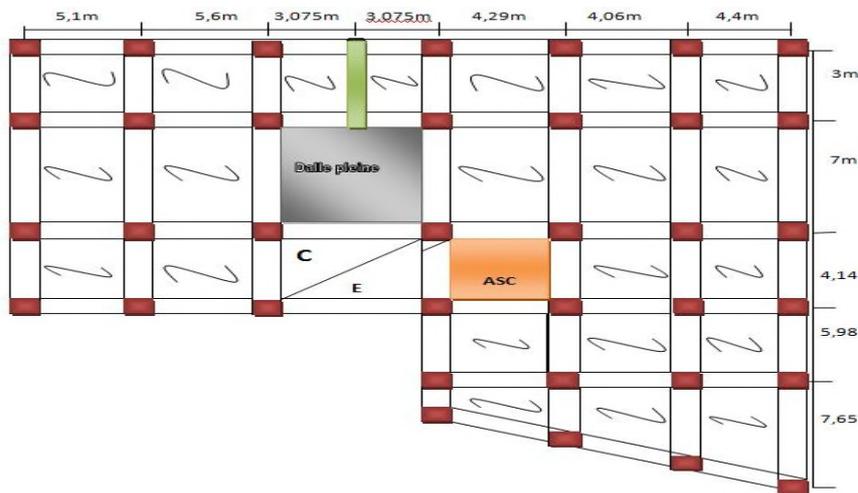


Figure3.5.Schémas de disposition des poutrelles

3.2.2. Méthodes de calcul

✓ Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées

- 1) Plancher à une surcharge modérée  $Q \leq \min (2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.
- 3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :  $0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$
- 4) Fissuration peu nuisible.

✓ Principe de la méthode forfaitaire

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique  $M_0$  dans la travée.

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

$\alpha$  : Le degré de surcharge du plancher

$$M_t + \left( \frac{Mg + Md}{2} \right) \geq \max (1,05M_0; (1 + 0,3\alpha) M_0) \quad \text{conditions 1}$$

$$M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire.} \\ (1,2 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive.} \end{cases} \quad \text{Conditions 2}$$

On choisit le maximum entre deux conditions.

Avec

$M_t$ : moment maximal dans la travée considérée.

$M_0$  : valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$M_g, M_d$  : valeur absolue des moments sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée considérée.

**Moment sur appui**

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91

Préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$$M - 0.15M_0.$$

- $M = - 0,6 M_0$  appui intermédiaire pour une poutre à deux travées ;
- $M = - 0,5 M_0$  appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- $M = - 0,4 M_0$  les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

$$\text{Tel que } M_0 = \max (M_0^1, M_0^2)$$

✓ **Evaluation de l'effort tranchant**

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_0$  de :

$$1.15V_0 \text{ si c'est une poutre à deux travées.}$$

$$1.1V_0 \text{ si c'est une poutre à plus de deux travées.}$$

➤ **B. méthode de Caquot**

La méthode de Caquot s'applique essentiellement aux plancher à surcharges élevée

$$Q > \min \begin{cases} 2G \\ 5KN/m^2 \end{cases}$$

Si une des trois conditions restantes n'est pas satisfaite → on applique la méthode de Caquot minorée, on remplace la charge permanent  $G$  par  $G = 2/3G$  pour la calcul des moments au niveau des appuis seulement

### ❖ Calcul des moments

#### A) En appuis :

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

Tel que :  $\begin{cases} L_g' \text{ et } L_d' : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

#### B) Moment en travée

$$M(x) = M_0(x) + Mg(1 - \frac{x}{L}) + Md(x/L) = (px/2) * (L-x) + Mg(1-x/L) + Md(x/L).$$

$$X = \frac{L}{2} - \frac{Mg - Md}{P * L}$$

#### ✓ Calcul des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont calculés par la méthode de RDM, au niveaux des appuis :

$$V = V_0 - \frac{Mg - Md}{L}$$

Calcul des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont calculés par la méthode de RDM, au niveaux des appuis :

$$V = V_0 - \frac{Mg - Md}{L}$$

### 3.2.3. Les Différents types de poutrelles

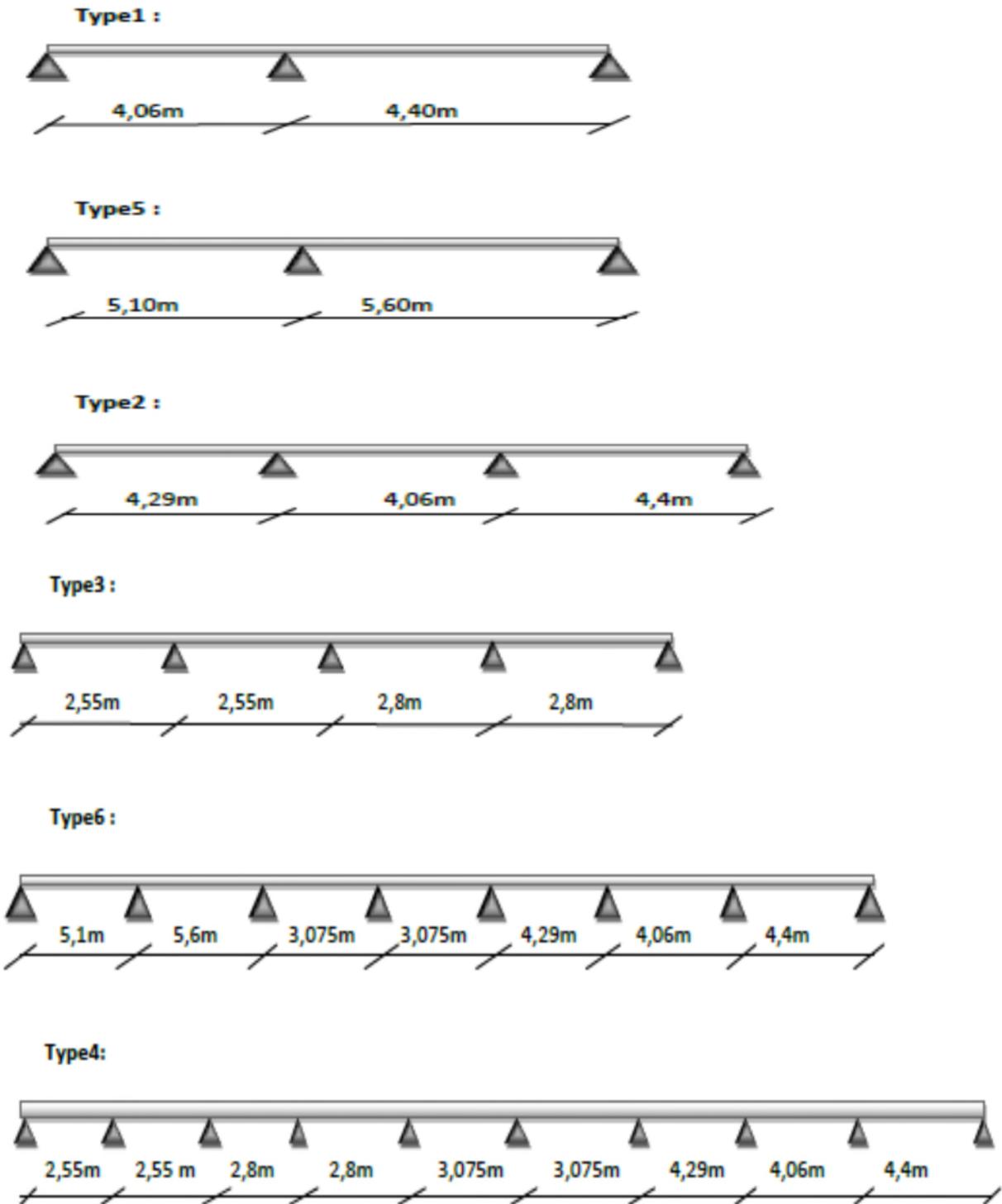


Figure3.6 .différent type de poutrelles

### 3.2.4. Calcul des moments et des efforts tranchants

#### Calcul des sollicitations

$$\text{A l'ELU} \quad q_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow P_u = 0.65 * q_u$$

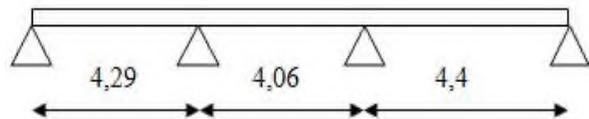
$$\text{A l'ELS} \quad q_s = G + Q \rightarrow q_s = 0.65 * q_s$$

Tableau3.1. Combinaisons d'action

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )	qu (KN/m <sup>2</sup> )	qs(KN/m <sup>2</sup> )	Pu (KN/ml)	Ps (KN/ml)
Terrasse Inaccessible	6.88	1.00	10.788	7.88	5.93	4.334
Plancher Étage Courant	5.76	1.50	10.026	7,26	6.517	4.719
RDC	5.76	5.00	15.276	10.76	8.4018	5.918

• Exemples de calcul

3.2.4.2 Calcul de la poutrelle type 2 (RDC)



• Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 5.76, 5 \text{KN/m}^2) = 5 \text{KN/m}^2$  .....Vérifié
- I = constant ..... Vérifié
- $l_i / l_{i+1} = 4.29/4.06 = 1.05$  compris entre 0.8 et 1.25..... Vérifié
- F.P.N ..... Vérifié

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul.

• Calcul les moments isostatiques M0 :

$$M_0 = \frac{P_u \cdot L^2}{8}$$

Travée A-B M0=19.329 KN\*m

Travée B-C M0=17.312 KN\*m

Travée C-D M0=20.333KN\*m

• Moments sur les appuis

$M_{aa} = M_{ad} = 0$  mais selon BAEL91  $M_{aa} = M_{ad} = -0.15M_0 = -0.15 \cdot 20.333 = - 3.04 \text{ kn} \cdot \text{m}$

$M_{ab} = -0.5 \cdot 19.329 = -9.66 \text{ kn} \cdot \text{m}$        $M_{ac} = - 0,5 \cdot 20.333 = - 10.16 \text{ kn} \cdot \text{m}$

• Les moments en travées

**Travée CD**

$$\alpha = \frac{q}{q+G} = \frac{5}{5+5.76} = 0.465$$

$$(1+0.3 \alpha) = 1+0.3*0.465 = 1.14$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.67$$

$$Mt2 \geq 0.67 * 20.333 \rightarrow Mt2 \geq 13.62 \text{ kn*m}$$

$$Mt1 + \frac{0+10.16}{2} \geq 1.14 * 20.333 \rightarrow Mt1 = 18.086 \text{ kn*m}$$

$$Mt \text{ (CD)} = \max(13.62, 18.086) = 18.086 \text{ kn*m}$$

• Les efforts tranchants

$$V_o = Pu * l_i / 2$$

**Tableau3.2.** Les résultats des calculs pour le type 2 a l'ELU et a l'ELS

Travées	ELU			ELS	
	Mt	Ma	V	Mt	Ma
AB	17,193	0	18,018	12,11	0
		-9,665	-19,8198		-6,807
BC	9,864	-9,665	18,7572	6,948	-6,807
		-10,167	-17,052		-7,161
CD	18,086	-10,167	18,48	12,739	-7,161
		0	-18,48		0

**Tableau3.3.** Les résultats des calculs pour tous les étages a l'ELU et a l'ELS

Etages	Types de poutrelles	ELU			ELS			
		Mtmax (KN*m)	Mamax (KN*m)		Vmax (KN*m)	Mmax (KN*m)	Mamax (KN*m)	
			Rive	inter			rive	inter
RDC	Type1	17,069	-3,04	-12,2	21,25	12,023	-2,14	-8,59
	Type2	18,086	-3,04	-10,16	-19,8198	12,739	2,14	-7,16
	Type3	7,323	-1,17	-4,117	12,939	5,159	0,86	-2,9
	Type4	14,429	-3,04	-12,82	18,086	10,203	2,14	-8,93

<b>Courant</b>	Type1	12,019	2,36	-9,463	16,488	8,703	1,713	-6,852
	Type2	12,807	2,36	-7,996	15,771	9,274	1,713	-5,828
	Type5	19,469	3,83	-15,33	20,98	14,097	2,77	-11,099
	Type6	15,099	3,18	-13,21	-19,208	10,966	2,30	-9,487
<b>Terrasse inaccessible</b>	Type1	10,768	2,18	-8,615	15,01	7,866	1,57	-6,293
	Type2	11,486	2,18	-7,179	14,358	8,39	1,57	-5,244
	Type3	4,651	0,87	-2,907	9,137	3,397	0,63	-2,124
	Type4	10,734	2,18	-7,734	14,519	7,855	1,57	-5,646

### 3.2.5. Ferrailage des poutrelles

#### ❖ Etage courant

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple avec les sollicitations maximales

$$M_{\max} = 19,469 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{ante}} = -15,328 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$V_{\max} = 20,98$$

- Les armatures longitudinales

#### ❖ En travée

$$M_u = 0,019469 \text{ MN}\cdot\text{m}$$

Moment équilibré par la table  $M_{tu}$

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

Si  $M_u \leq M_{tu}$  la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. On calcule une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

Si  $M_u > M_{tu}$  On calcule une section en T.

$$M_{tu} = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times (0,216 - 0,02) = 0,07236 \text{ MN}\cdot\text{m}$$

$M_u \leq M_{tu}$  On calcule une section rectangulaire ( $0,65 \times 0,24$ ) m

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0,01946}{0,65 \times 0,216^2 \times 14,22} = 0,045$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{pivot A} : \varepsilon_{st} = 10\text{‰} \rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_l = 0,8 \times \alpha_1 \times (1 - 0,4 \alpha_1)$$

$$\alpha_1 = 0,668 \quad \mu_l = 0,39$$

$$\mu_{bu} < \alpha_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}} \right) = 0,057$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.216 (1 - 0.4 \times 0.057) = 0.211 \text{ m.}$$

$$A = \frac{Mu}{z \cdot f_{st}} = \frac{0,01946}{0,211 \cdot 348} = 2,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e = (0,23 \times 0,65 \times 0,216 \times 2,1) / 400 = 1,695 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{\min} \rightarrow \text{on prend : } A = 2\text{HA}12 + 2\text{HA}10 = 3,83 \text{ cm}^2$$

### ❖ appuis intermédiaires

$$M_{t\max} = -0,0153 \text{ MN}$$

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ( $b_0 \cdot h$ ).

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,0153}{0,12 \cdot 0,216^2 \cdot 14,22} = 0,193$$

$$\mu_{bu} > 0,186$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0.256$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.216 (1 - 0.4 \times 0.256) = 0.193 \text{ m.}$$

$$A = \frac{Ma}{z \cdot f_{st}} = \frac{0,0153}{0,211 \cdot 348} = 2,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = (0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}) / f_e = (0,23 \times 0,12 \times 0,216 \times 2,1) / 400 = 0,067 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{\min} \rightarrow \text{on prend : } A = 2\text{HA}10 + 2\text{HA}8 = 2,76 \text{ cm}^2$$

### • Vérifications à ELU

#### ✓ Vérification au cisaillement

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{0,02098}{0,12 \cdot 0,216} = 0,8094 \text{ Mpa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\tau_{bu}^- = \min [0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} < \tau_{bu}^- \text{ pas le risque de cisaillement}$$

#### ✓ Choix des armatures transversales

$$\text{On choisi un étrier } \Phi 6 \quad A_t = 0,57 \text{ cm}^2$$

#### ✓ Calcul de l'espacement $S_t$

$$S_{t1} \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) = \min (0.9 \cdot 21,6, 40\text{cm}) = 19,44 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} = 47,5 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq A_t \cdot \frac{0,8 \cdot f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3K \cdot f_{c28})}$$

$K=1$  Flexion simple, ou Pas de reprise de bétonnage

$A = 90$  (Armatures droites.)

D'où  $St_3 \leq 66,06$  cm

Donc  $St \leq \min(St_1, St_2, St_3) = 19,44$  cm

On prend  $St = 15$  cm

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table – nervure**

$$\tau_u = \frac{b_1 \cdot V_u}{0,9 \cdot d \cdot b \cdot h_0} \text{ avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0,265 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{0,265 \cdot 0,02098}{0,9 \cdot 0,216 \cdot 0,65 \cdot 0,04} = 1,10 \text{ MPA} \leq 3,33 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

✓ **Vérifications des bielles de compression du béton**

$$\bar{\sigma}_{bc} \leq \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,80$$

$$\bar{\sigma}_{bc} \leq 2 \cdot \frac{V_u}{a \cdot b_0}$$

$a = \min[0,9d, \text{largeur de l'appuis} - 4\text{cm}]$

$a = \min[0,9 \cdot 0,216 \cdot 30 - 4\text{cm}] = 19,44$  cm

$V_u \leq 0,267 \cdot 0,1944 \cdot 0,12 \cdot 25 = 0,1557$  MN

$V_u = 20,98$  kN  $\leq 155,71$  kN

**Condition vérifiée.**

• **Vérifications à l'ELS**

➤ **Etat limite de compression du béton**

On doit vérifier que

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

❖ **En travée**  $M_{tser} = 14,097$  kN·m

**Position de l'axe neutre**

$$H = b \cdot h_0^2 / 2 + 15 \cdot A' (h_0 - d') - 15A (d - h_0)$$

$$A' = 0 \quad H = b \cdot h_0^2 / 2 + 15 - 15A (d - h_0) \rightarrow H = 0,65 \cdot 0,04^2 / 2 + 15 \cdot 0,000383 (0,216 - 0,04)$$

$H = -0,0007169 < 0$  (alors l'axe neutre passe par la nervure → calcul de section en T)

- **Vérification les contraintes**

$$\rightarrow b_0 y^2/2 + [15 * A + (b-b_0)h_0]y - [(b-b_0)h_0/2 + 15Ad] = 0$$

$$0,12y^2/2 + [15 * 0,000383 + (0,65-0,12) * 0,04]y - [(0,65-0,12) * 0,04/2 + 15 * 0,000383 * 0,216] = 0$$

$$0,06y^2 + 0,0269y - 0,001657$$

$$\rightarrow y = 0,054 \text{ m}$$

$$I = by^3/3 - (b-b_0)/3 * (y - h_0)^3 + 15A(d - y)^2$$

$$I = 0,65 * 0,054^3/3 - (0,65-0,12)/3 * (0,054 - 0,04)^3 + 15 * 0,000383 * (0,216 - 0,054)^2$$

$$I = 0,000184882 \text{ m}^4$$

$$\text{Donc } \sigma_{bc} = \frac{0,014097 * 0,054}{0,000184882} = 4,10 \text{ MPA} \leq \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### Appuis intermédiaires

$$M_a = -11,099 \text{ KN} * \text{m}$$

- ❖ **Vérification les contraintes**

$$A' = 0 \quad b_0/2y^2 + 15 * Ay - 15Ad \rightarrow 0,06y^2 + 15 * 0,00342y - 0,000177292$$

$$\rightarrow y = 0,11 \text{ m}$$

$$I = b_0 y^3/3 + 15A(d - y)^2 \rightarrow I = 0,00091667 \text{ m}^4$$

$$\text{Donc } \sigma_{bc} = \frac{0,011099 * 0,11}{0,00091667} = 13,087 \text{ MPA} \leq \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Etat limite de déformation**

Tout élément fléchit doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$h \geq \max\left[1/16 ; \frac{M_t}{10M_0}\right]$$

$$A_s < 4,20 * d * b_0 / f_e$$

$$L < 8 \text{ m}$$

$$\text{On a } h/L = 0,24/5,6 = 0,042 \quad L/16 = 5,6/16 = 0,35$$

$h/L < L/16$  la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche

$$\Delta f_t = f_{vg} - f_{ig} + f_{ip} - f_{ig}$$

**F<sub>vg</sub>** ; **f<sub>ig</sub>**: Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantané respectivement.



$$\sigma_{sg} = 15 * M_{gser} * (d-y) / I = 146,9826 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{sp} = 15 * M_{pser} * (d-y) / I = 185,2594 \text{ MPA}$$

❖ **Calcul de  $\mu$**

$$\mu_j = 0,5642$$

$$\mu_g = 0,6593$$

$$\mu_p = 0,7183$$

❖ **Inerties fictives ( $I_f$ )**

$$I_{fj} = 0,0001584 \text{ m}^4$$

$$I_{Fig} = 0,00014043 \text{ m}^4$$

$$I_{fip} = 0,000132739 \text{ m}^4$$

$$I_{fvg} = 0,00022959 \text{ m}^4$$

❖ **Evaluation des flèches**

$$F_{ij} = 0,5073 \quad F_{ig} = 0,7674$$

$$F_{iP} = 1,0233$$

$$F_{vg} = 1,4082$$

$\Delta f_t = 1,15$  Donc  $\Delta f_t > f_{adm}$  la flèche n'est pas vérifiée, On augmente la section d'acier

$$A_s = 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

**Tableau3.4.** Evaluation de la flèche dans les poutrelles

L(m)	M <sub>jser</sub> (KN*m)	M <sub>gser</sub> (KN*m)	M <sub>pser</sub> (KN*m)	$\Delta f$ (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)	Observation
4,4 RDC	4,9696	6,81557	12,7318	0,678	0,88	Vérifiée
4,4 T inacci	3,407	7,3258	8,3906	0,538	0,88	Vérifiée

Le ferrailage des poutrelles est donné comme suit :

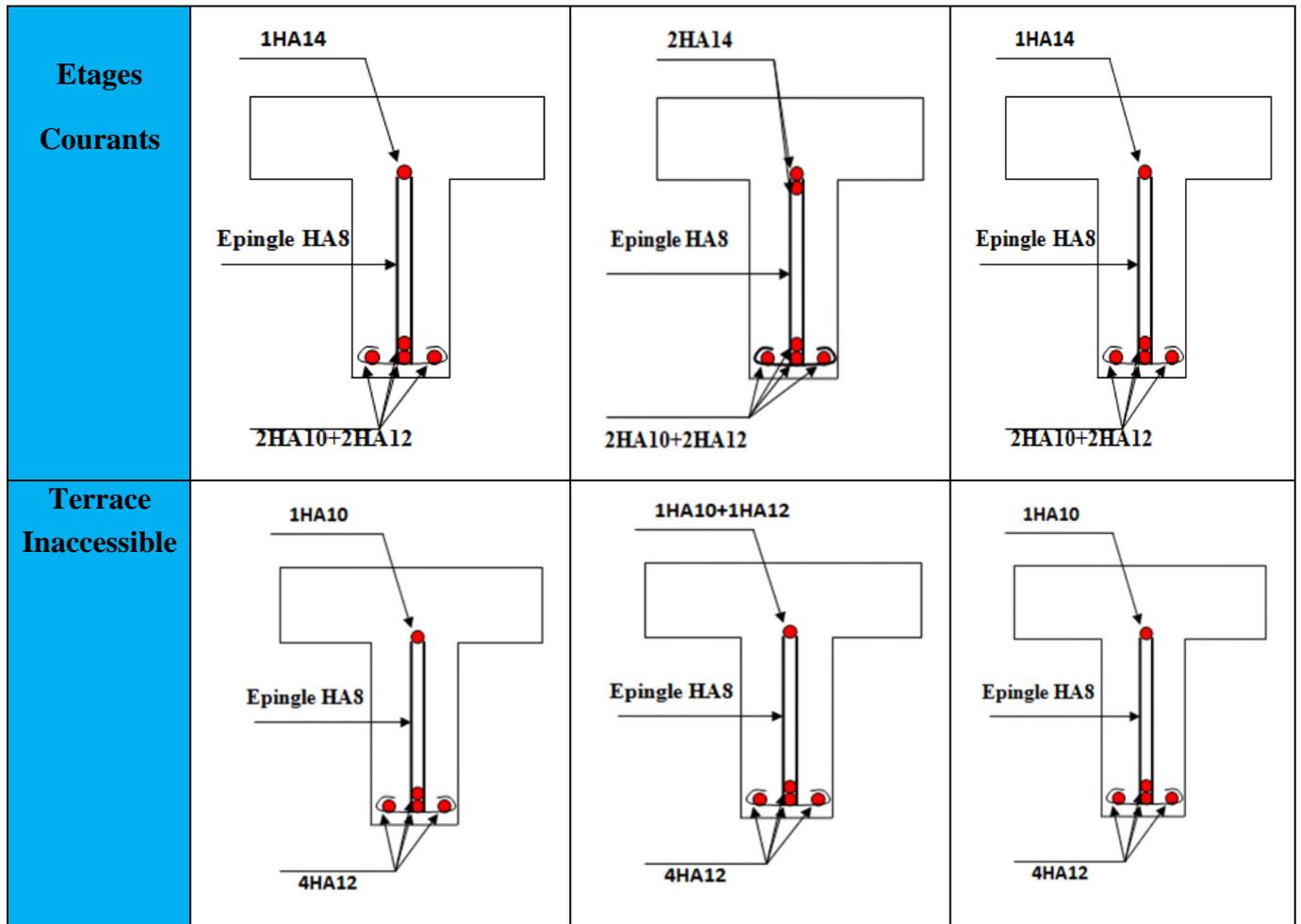
**Tableau3.5.** Le ferrailage des différentes poutrelles

Type des poutrelles		A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adap</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC+	Appuis interne	1,80	2HA12= 2,26	0,256	2HA8=1,01

<b>Soupenete1</b>	Appuis de rive	0,42	1HA12=1,13	0,256	
	Travée	3,86	4HA12=4,52	1,695	
<b>Etages courants</b>	Appuis interne	2,29	2HA14 = 3,08	0,256	2HA8=1,01
	Appuis de rive	0,52	1HA14=1,54	0,256	
	Travée	2,65	2HA10+2HA12=3,83	1,695	
<b>Terrasse inaccessible</b>	Appuis interne	1,20	1HA10+1HA12=1,92	0,256	2HA8=1,01
	Appuis de rive	0,29	1HA12=1,13	0,256	
	Travée	2,80	2HA10+2HA12=3,83	1,695	

Tableau3.6. Schéma de ferrailage des poutrelles

Types	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
<b>RDC+ Soupenete 01</b>	<p>1HA12</p> <p>Epingle HAS</p> <p>4HA12</p>	<p>2HA12</p> <p>Epingle HAS</p> <p>4HA12</p>	<p>1HA12</p> <p>Epingle HAS</p> <p>4HA12</p>



### 3.2.6. Ferrailage de la dalle de compression

On utilise des ronds lisses de nuance  $f_e = 235\text{Mpa}$

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A^\perp = 4 \cdot L_0 / f_e = 4 \cdot 0,65 / 235 = 1,1 \text{ (cm}^2\text{)/ml} \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{\parallel} = A_{\parallel} / 2 = 0,55 \text{ (cm}^2\text{)/ml}$$

On choisit

$$5\text{TS6/ml} = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ perpendiculaires aux poutrelles} \rightarrow St = 20\text{cm} \leq 20\text{cm}$$

$$3\text{TS6/ml} = 0,85 \text{ cm}^2 \text{ parallèles aux poutrelles} \rightarrow St = 30\text{cm} < 30\text{cm}$$

### 3.3. Etude des dalles pleines

#### 3.3.1. Dalle sur 4 appuis avec ouverture pour ascenseur « D1 »

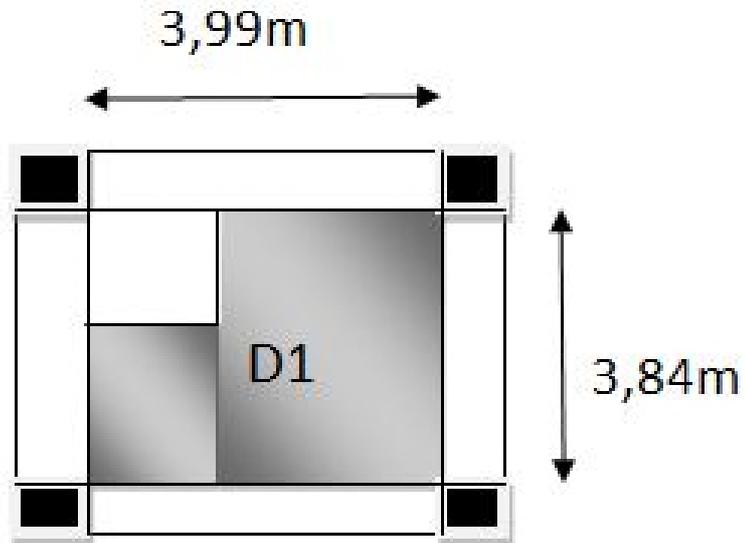


Figure 3.7. Dalle plain D1

- Calcul des sollicitations

$$G = 5,81 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } P_u = (1,35 \times 5,81 + 1,5 \times 1,5) = 10,0935 \text{ KN/m}$$

$$\text{A l'ELS : } P_s = (5,81 + 1,5) = 7,31 \text{ KN/m}$$

$$L_x = 3,84 \text{ m}$$

$$L_y = 3,99 \text{ m}$$

$$P = L_x / L_y = 3,84 / 3,99 = 0,96 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille sur deux sens } L_x, L_y$$

- ❖ Calcul a l'ELU

$$\rightarrow v = 0 \quad \rho = 0,96 \quad \mu_x = 0,0401 \quad \mu_y = 0,9092$$

- Calcul les moments isostatiques

$$M_0^x = \mu_x * p_u * l_x^2 = 5,968 \text{ KN*m}$$

$$M_0^y = \mu_y * M_0^x = 5,42 \text{ KN*m}$$

- Calcul les moments réels dans la dalle

**En appuis**

$$M_a^x = -0,5 M_0^x = -2,984 \text{ KN*m}$$

**En travée**

$$M^x = 0,85 * M_0^x = 5,072 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M^y = 0,85 * M_0^y = 4,607 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

- **Ferraillage**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section  $(b \cdot e) = (100 \cdot 12) \text{ cm}^2$

**En travée**

- **Sense x-x**

$$\mu_{bu} = \frac{M^x}{b_x d^2 f_{bu}} = 0,005072 / 1 * 0,1^2 * 14,2 = 0,035 \quad \mu_l = 0,39 \quad \mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0,045$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,1(1 - 0,4 * 0,045) = 0,098 \text{ m.}$$

$$A = \frac{M^x}{z * f_{st}} = \frac{0,0050}{0,098 * 348} = 1,48 \text{ cm}^2$$

On choisit 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>

- **Sense y-y**

$$\mu_{bu} = \frac{M^y}{b d y^2 f_{bu}} = 0,004607 / 1 * 0,092^2 * 14,2 = 0,0383 \quad \mu_l = 0,39 \quad \mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0,0489$$

$$z = d y (1 - 0,4 \alpha) = 0,1(1 - 0,4 * 0,045) = 0,090 \text{ m}$$

$$A = \frac{M^y}{z * f_{st}} = \frac{0,004607}{0,098 * 348} = 1,46 \text{ cm}^2$$

On choisit 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>

**En appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{M a^x}{b d^2 f_{bu}} = 0,002984 / 1 * 0,1^2 * 14,2 = 0,021 \quad \mu_l = 0,39 \quad \mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0,0265$$

$$z = d y (1 - 0,4 \alpha) = 0,092(1 - 0,4 * 0,0265) = 0,091 \text{ m.}$$

$$A = \frac{M^x}{z * f_{st}} = \frac{0,002984}{0,091 * 348} = 0,58 \text{ cm}^2$$

On choisit 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>

- **Vérification condition non fragilité**

- **Sense x-x**

Pour  $h \geq 12 \text{ cm}$  et  $\rho = 0,96$

$$A_{min} = b * e * \rho_0(3 - \rho) / 2 \quad \text{avec } \rho_0 = 0,0008$$

$$A_{min}=0,972 \text{ cm}^2$$

- **Sense y-y**

$$A_{min}=b \cdot e \cdot \rho_0 = 0,96 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de l'espacement**

La fissuration est nuisible.

$$\text{Sens x-x: } S_t = (100/4) = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Sens y-y: } S_t = (100/4) = 25 \text{ cm}$$

- **Vérification au cisaillement**

$$0,07 \cdot f_c \cdot 28 / \gamma_b = 1,167 \text{ s}$$

$$\tau = V_{max} / b \cdot d$$

$$V_{max} = p_u \cdot l_x \cdot l_y^2 / 2 \cdot (l_x^4 + l_y^4) = 10,431 \text{ KN}$$

$$\tau = 0,103 \leq 1,167 \quad \text{Condition vérifiée}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

### ❖ Calcul à L'ELS

**Tableau 3.7.** Les résultats des sollicitations à L'ELS sont résumés dans le tableau ci-dessous

	$\rho$	$\nu$	$\mu$	$M_0$ (KN*m)	$M_t$ (KN*m)	$M_a$ (KN*m)
Sens x-x	0,96	0,2	0,0474	5,1092	4,34	2,55
Sens y-y			0,9385	4,795	4,075	2,55

- **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot y / I \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$b \cdot y^2 / 2 + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0$$

$$I = b \cdot y^3 / 3 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2$$

**Selon Lx :**  $y=0,021$  ;  $I=0,00002190 \text{ m}^4$   $\sigma_{bc}=4,30 < 15 \text{ MPA}$  Condition vérifiée

**Selon Ly :**  $y=0,021$  ;  $I=0,00002190 \text{ m}^4$   $\sigma_{bc}=4,035 < 15 \text{ MPA}$  Condition vérifiée

• **Etat limite d’ouverture des fissures**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n’est pas nécessaire.

**Sens x-x :**

$e/L_x = 0,12/3,83 = 0,03125 > \max[3/80 ; M_t/20M_0] = 0,042$  Condition non vérifiée

$A_s/bd = 0,0022 / f_e = 0,005$  Condition vérifiée

**Sens y-y :**

$e/L_y = 0,12/3,94 = 0,030 > \max[3/80 ; M_t/20M_0] = 0,042$  Condition non vérifiée

$A_s/bd = 0,0022 / f_e = 0,005$  Condition vérifiée

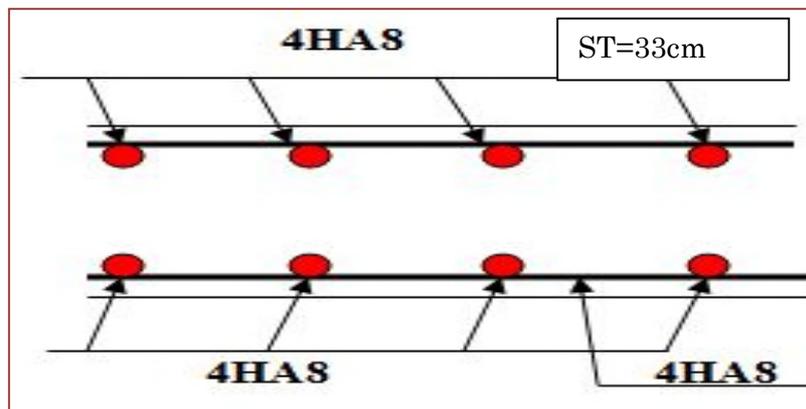
Donc on doit faire une vérification de la flèche.

D’après le BAEL91 comme suit :

$\Delta f_t = f_{vg} - f_{ig} + f_{ip} - f_{ig}$

**Tableau 3.8.** Evaluation de la flèche dans la dalle

Sens	L(m)	M <sub>jser</sub> (KN*m)	M <sub>gser</sub> (KN*m)	M <sub>pser</sub> (KN*m)	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
x-x	3,84	2,525	3,452	4,3429	0,4519	0,768
y-y	3,99	2,3696	3,2394	4,0757	0,42	0,798



**Figure3.8.** Schémas de ferrailage D1

**3.3.2. Dalle sur 4 appuis étages courants**

**Tableau3.9.** Evaluation des charges dans la dalle

L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	P	G(KN*m)	Q(KN*m)	p <sub>u</sub> (KN*m)	p <sub>s</sub> (KN*m)
5,85	6,7	0,87	5,81	1,5	9,75	7,06

**Tableau 3.9** Les résultant de ferrailage

Type de Dalle	Sens	M(KN*m)	$\mu_{bu}$	A	Z(m)	Acal ( $cm^2$ )	Amin ( $cm^2$ )	Aadop ( $cm^2$ )	St (cm)
Travée	x-x	13,79	0,097	0,12	0,094	4,17	1,10	4,52	33
	y-y	9,99	0,070	0,091	0,096	2,98	1,04	3,14	33
Appui	x-x	8,11	0,057	0,073	0,097	2,40	1,10	3,14	33

- On choisit
  - **4HA12** en travée sens **x-x**
  - **4HA10** en travée sens **y-y**
  - **4HA10** en appui

**Vérification de l'effort tranchant****Tableau3.10.**Vérification de l'effort tranchant

Sens	Vu (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$0,07f_c28/\gamma_b$
x-x	19	0,19	1,16
y-y	12,057	0,12	1,16

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

❖ **L'ELS****Vérification des contraintes de béton****Tableau 3.11** Vérification des contraintes de béton

Sens	Mser(KN*m)	Y(m)	I( m4)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{adm}$ (MPa)	observation	
Travée	x-x	11,40	0,026	0,000031	9,50	15	Vérifiée
	y-y	9,21	0,026	0,000031	7,67	15	Vérifiée
Appui	x-x	6,71	0,026	0,000031	5,59	15	Vérifiée

**Vérification des contraintes d'acier**

**Tableau3.12.** Vérification des contraintes d'acier

Sens		Mser (KN*m)	Y(m)	I( m4)	$\sigma_{st}$ (MPA)	$\sigma_{adm}$ (MPA)	Observation
Travée	x-x	11,40	0,036	0,0000422	281,38	201,66	Condition non Vérifiée
	y-y	9,21	0,026	0,0000317	322,85	201,66	Condition non Vérifiée
Appui	x-x	6,71	0,026	0,0000317	235,21	201,66	Condition non Vérifiée

Condition n est pas vérifiée on doit recalculer a ELS

**Tableau3.13.** Vérification des contraintes d'acier

Sens		Mser (KN*m)	Y(m)	I( m4)	$\sigma_{st}$ (MPA)	$\sigma_{adm}$ (MPA)	Observation
Travée	x-x	11,40	0,040	0,0000712	142,90	201,66	Condition Vérifiée
	y-y	9,21	0,034	0,0000533	169,25	201,66	Condition Vérifiée
Appui	x-x	6,71	0,030	0,0000422	165,51	201,66	Condition Vérifiée

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Sens x-x**

$$e/L_x = 0,12/5,85 = 0,02 > \max [3/80 ; M_t/20M_0] = 0,042 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$A_s/bd = 0,002 \leq 2/f_e = 0,005 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc on doit faire une vérification de la flèche.

**Tableau3.** vérification de la flèche

Sens	L(m)	M <sub>js</sub> er(KN*m)	M <sub>gs</sub> er(KN*m)	M <sub>ps</sub> er(KN*m)	$\Delta f$ (cm)	$f_{adm}$ (cm)
x-x	5,85	6,997	9,566	12,035	2,338	1,085
y-y	6,7	5,65	7,723	9,7174	2,8574	1,17

La flèche n'est pas vérifiée on doit augmenter le ferrailage et l'épaisseur de la dalle soit  $e=16\text{cm}$  ;  $A_x=6,16$  ;  $A_y=4,52$  ;  $F_x=1,0515\text{cm}$  ;  $F_y=1,1452\text{cm}$

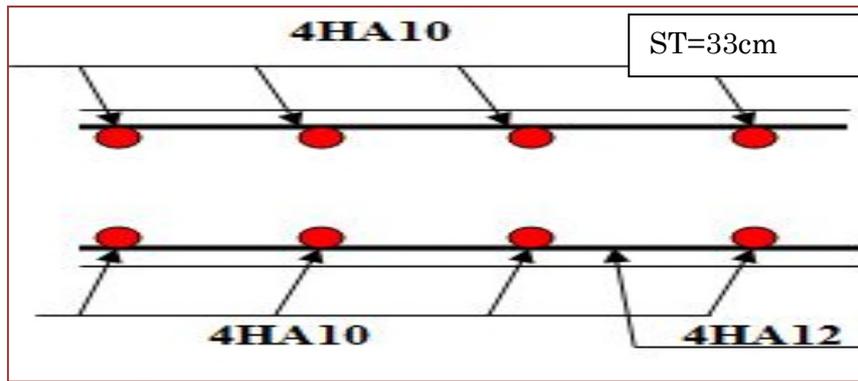


Figure3.9. Ferrailage une Dalle sur 4 appuis étages courants

3.3.3. Dalle sur 4 appuis terrasse inaccessible « D2 »

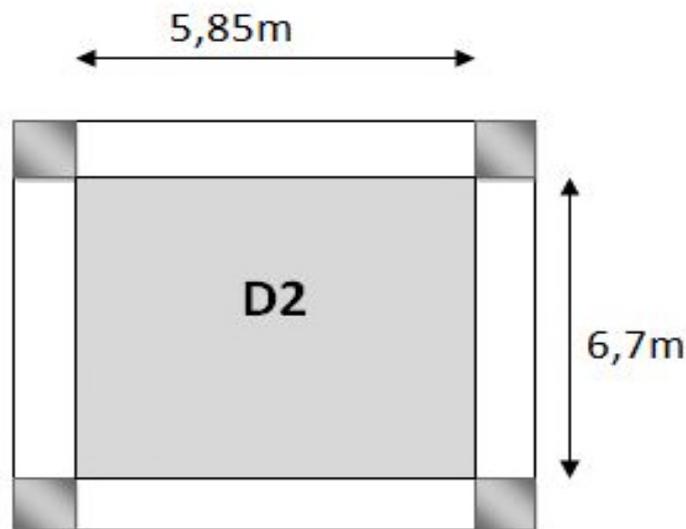


Figure3.10. Dalle sur 4 appuis

Evaluation des charges dans la dalle

Tableau3.14. Evaluation des charges dans la dalle

Lx (m)	Ly(m)	P	G(KN*m)	Q(KN*m)	pu(KN*m)	ps(KN*m)
5,85	6,7	0,87	5,81	1	10,85	7,93

A L'ELU

Tableau3.15. Les résultant de ferrailage

Type de Dalle	Sens	M(KN*m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	Acal ( $cm^2$ )	Amin ( $cm^2$ )	Aadop ( $cm^2$ )	St (cm)
Travée	x-x	15,35	0,108	0,143	0,094	4,68	1,10	6,79	20

	y-y	11,12	0,078	0,102	0,095	3,33	1,04	6,79	20
<b>Appui</b>	x-x	9,03	0,063	0,082	0,096	2,68	1,1	3,14	33

- On choisit
  - **6HA12** en travée sens **x-x**
  - **6HA12** en travée sens **y-y**
  - **4HA10** en appui

- **Vérification de l'effort tranchant**

**Tableau3.16.** Vérification de l'effort tranchant

Sens	Vu (KN)	$\tau_u$ (MPA)	$0,07f_c28/y_b$
x-x	20,08	0,171	1,16
y-y	13,37	0,12	1,16

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

### A L'ELS

#### Vérification des contraintes de béton

**Tableau3.17.** Vérification des contraintes de béton.

Sens		Mser (KN*m)	Y(m)	I( m4)	$\sigma_{bc}$ (MPA)	$\sigma_{adm}$ (MPA)	observation
<b>Travée</b>	x-x	13,06	0,036	0,000057	8,08	15	Conditions vérifiée
	y-y	10,54	0,036	0,000057	6,52	15	Conditions vérifiée
<b>Appui</b>	x-x	7,68	0,026	0,000031	6,27	15	Conditions vérifiée

➤ **Vérification des contraintes d'acier**

**Tableau3.18.** Vérification des contraintes d'acier

Sens		Mser (KN*m)	Y(m)	I( m4)	$\sigma_{st}$ (MPA)	$\sigma_{adm}$ (MPA)	observation
<b>Travée</b>	x-x	13,06	0,036	0,000057	214,71	201,66	Conditions non vérifiée
	y-y	10,54	0,036	0,000057	173,36	201,66	Conditions vérifiée
<b>Appui</b>	x-x	7,68	0,026	0,000031	212,66	201,66	Conditions non vérifiée

Condition n est pas vérifiée on doit recalculer a ELS

**Tableau3.19.** Vérification des contraintes d'acier

Sens		Mser (KN*m)	Y(m)	I( m4)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{adm}$ (MPa)	observation
Travée	x-x	13,06	0,037	0,000062	193,00	201,66	Conditions vérifiée
	y-y	10,54	0,036	0,000057	173,36	201,66	Conditions vérifiée
Appui	x-x	7,68	0,030	0,000042	185,91	201,66	Conditions vérifiée

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Sens x-x**

$$e/L_x = 0,13/5,85 = 0,022 > \max [3/80 ; M_t/20M_0] = 0,042 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$A_s/bd = 0,002 \leq 2/f_e = 0,005 \quad \text{Condition vérifiée}$$

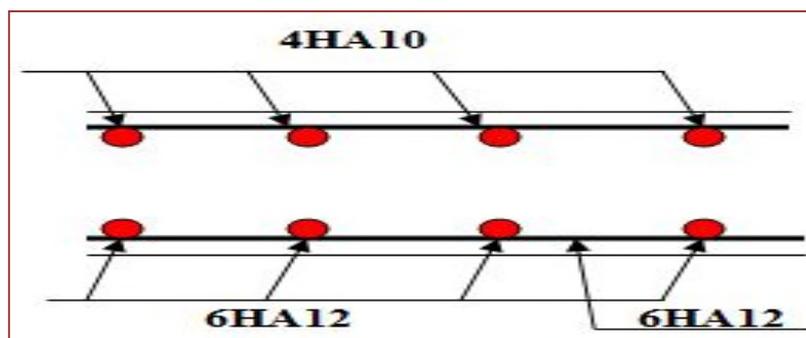
Donc on doit faire une vérification de la flèche.

**Tableau3.20.** Vérification de la flèche

Sens	L(m)	M <sub>js</sub> (KN*m)	M <sub>gs</sub> (KN*m)	M <sub>ps</sub> (KN*m)	$\Delta f$ (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
x-x	5,85	5,35	11,4	13,05	2,6	1,085
y-y	6,7	4,32	9,21	10,54	2,65	1,17

La flèche n'est pas vérifiée on doit augmenter l'épaisseur de la dalle

Soit :  $e=17\text{cm}$  ;  $f_x=1,058\text{cm}$  ;  $f_y=0,977\text{cm}$  ;  $f_{xadm}=1,085\text{cm}$  ;  $f_{yadm}=1,17\text{cm}$ .



**Figure3.11 .** Ferrailage une Dalle sur 4 appuis terrasse inaccessible

## 3.3.4. Dalle sur 4 appuis (RDC+soupende) « D2 »

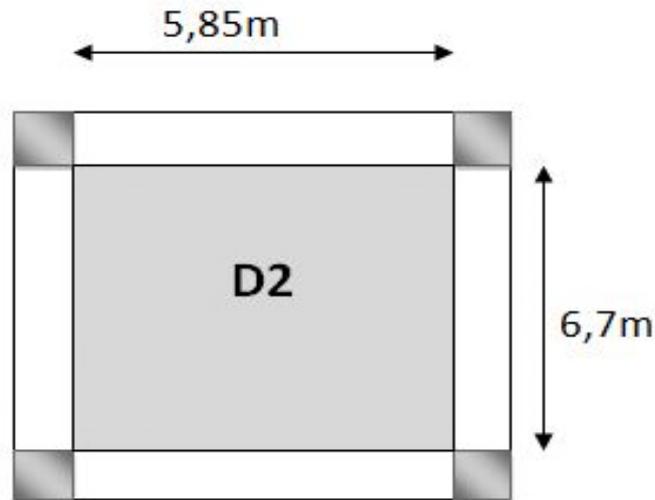


Figure3.12. Dalle sur 4 appuis (RDC+soupende)

## ❖ Evaluation des charges dans la dalle

Tableau 3.21. Evaluation des charges dans la dalle

Lx (m)	Ly(m)	P	G(KN*m)	Q(KN*m)	pu(KN*m)	ps(KN*m)
5,85	6,7	0,87	5,81	5	15,34	10,81

## A L'ELU

Tableau3.22. Les résultants de ferrailage

Type de Dalle	Sens	M (KN*m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	Acal ( $cm^2$ )	Amin ( $cm^2$ )	Aadop ( $cm^2$ )	St (cm)
Travée	x-x	21,6	0,153	0,21	0,0916	6,8	1,10	7,7	25
	y-y	15,71	0,11	0,147	0,094	4,8	1,04	6,79	20
Appui	x-x	12,76	0,09	0,118	0,095	3,85	1,1	6,79	20

- On choisit
  - **5HA14** en travée sens **x-x**
  - **6HA12** en travée sens **y-y**
  - **6HA12** en appui

- Vérification de l'effort tranchant

Tableau3.23. Vérification de l'effort tranchant

Sens	Vu (KN)	$\tau_u$ (MPA)	$0,07f_c28/\gamma_b$
x-x	28,38	0,243	1,16
y-y	18,49	0,12	1,16

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

### A L'ELS

- **Vérification des contraintes de béton**

Tableau3.24. Vérification des contraintes de béton.

Sens		Mser(KN*m)	Y(m)	I( m4)	$\sigma_{bc}$ (MPA)	$\sigma_{adm}$ (MPA)	observation
Travée	x-x	17,8	0,036	0,000057	11,21	15	Vérifiée
	y-y	14,37	0,036	0,000057	9,05	15	Vérifiée
Appui	x-x	10,47	0,036	0,000057	6,59	15	Vérifiée

- **Vérification des contraintes d'acier**

Tableau 3.25. Vérification des contraintes d'acier

Sens		Mser (KN*m)	Y(m)	I( m4)	$\sigma_{st}$ (MPA)	$\sigma_{adm}$ (MPA)	observation
Travée	x-x	17,8	0,036	0,000057	259,86	201,66	Condition non vérifiée
	y-y	14,37	0,036	0,000057	236,39	201,66	Condition non vérifiée
Appui	x-x	10,47	0,036	0,000057	172,17	201,66	Vérifiée

La contrainte de l'acier n'est pas vérifiée on doit recalculer a ELS

Tableau 3.26. Vérification des contraintes d'acier

Sens		Mser (KN*m)	Y(m)	I( m4)	$\sigma_{st}$ (MPA)	$\sigma_{adm}$ (MPA)	observation
Travée	x-x	17,8	0,042	0,0000760	199,75	201,66	Condition vérifiée
	y-y	14,37	0,040	0,0000712	176,67	201,66	Condition vérifiée

### Etat limite d'ouverture des fissures

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens x-x

$$e/L_x = 0,13/5,85 = 0,022 > \max [3/80 ; M_t/20M_0] = 0,042$$

Condition non vérifiée

$$A_s/bd = 0,002 \leq 2/f_e = 0,005$$

Condition vérifiée

Donc on doit faire une vérification de la flèche.

Tableau 3.27. Vérification de la flèche

Sens	L(m)	M <sub>jser</sub> (KN*m)	M <sub>gser</sub> (KN*m)	M <sub>pser</sub> (KN*m)	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
x-x	5,85	7	9,56	17,78	3,016	1,085
y-y	6,7	5,55	7,72	14,36	2,083	1,17

La flèche n'est pas vérifiée on doit augmenter l'épaisseur de la dalle

Soit : e=18cm ; f<sub>x</sub>=1,023cm ; f<sub>y</sub>=0,998cm ; f<sub>xadm</sub>=1,085cm ; f<sub>yadm</sub>=1,17cm.

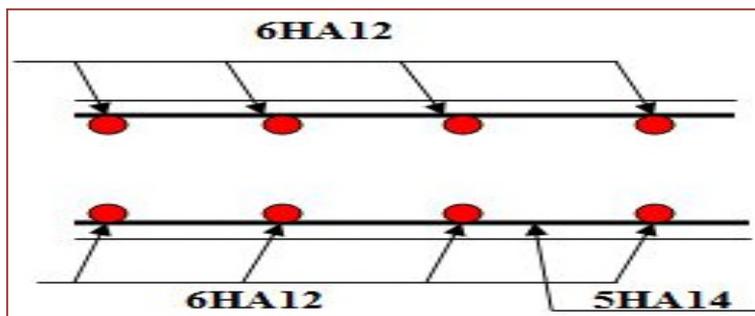


Figure 3.13. Ferrailage une Dalle sur 4 appuis RDC+soupenste)

3.3.5. Dalle sur 2 appuis « D3 »

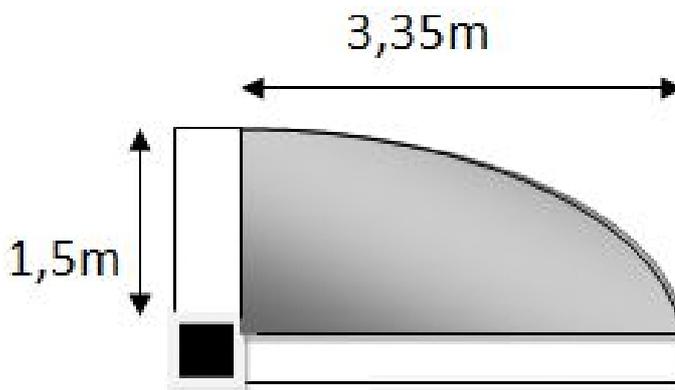


Figure 3.14. Dalle sur 2 appuis

$$G = 4,56 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1.35 \times 4.56 + 1.5 \times 3.5) = 11,406 \text{ KN/m}$$

$$P_s = (4.56 + 3.5) = 8,06 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow \rho = L_x/L_y = 1,5/3,35 = 0,44 > 0,4 \text{ la dalle travaille suivant deux sens}$$

- **Calcul de la section d'armatures**

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant

**Tableau 3.28.** Les résultants de ferrailage

Type de Dalle	sens	M(KN*m)	$\mu_{bu}$	A	Z(m)	Acal ( $cm^2$ )	Amin ( $cm^2$ )	Aadop ( $cm^2$ )	St (cm)
Travée	x-x	2,288	0,0199	0,0252	0,089	0,738	1,22	4HA8 =2,01	33
	y-y	0,57	0,0049	0,0062	0,09	0,18	0,96	4HA8 =2,01	33
Appuis	x-x	1,077	0,0094	0,012	0,09	0,34	0,96	4HA8 =2,01	33

- **Vérification de l'effort tranchant**

**Tableau3.29.** Vérification de l'effort tranchant

Vu (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$0,07f_c28/y_b$	observation
5,7	0,063	1,16	Vérifiées

### A L'ELS

Le calcul des moments est mené de la même manière, les résultats des sollicitations sont résumés dans le tableau ci-dessous

**Tableau3.30.**Sollicitation a L'ELU est L'ELS

Sens		ELU		ELS	
		M0 (KN/m)	M (KN/m)	M0 (KN/m)	M (KN/m)
Travée	x-x	2,69	2,28	1,95	1,65
	y-y	0,67	0,57	0,62	0,52
Appuis	x-x	2,69	1,077	1,95	0,77

	<b>y-y</b>	0,67	0,57	0,62	0,52
--	------------	------	------	------	------

- **Vérification des contraintes**

**Tableau3.31.** Vérification des contraintes de béton.

Sens		Mser(KN*m)	Y(m)	I (m4)	$\sigma_{bc}$ (MPA)	$\sigma_{adm}$ (MPA)	observation
Travée	x-x	1,65	0,027	0,000299	1,5	15	Vérifiée
	y-y	0,52	0,027	0,000299	0,47	15	Vérifiée
Appui	x-x	0,77	0,027	0,000299	0,71	15	Vérifiée

**Tableau3.32.** Vérification des contraintes d'acier

Sens		Mser(KN*m)	Y(m)	I (m4)	$\sigma_{st}$ (MPA)	$\sigma_{adm}$ (MPA)	observation
Travée	x-x	1,65	0,027	0,000299	99,11	201,66	Vérifiée
	y-y	0,52	0,027	0,000299	31,27	201,66	Vérifiée
Appui	x-x	0,77	0,027	0,000299	46,64	201,66	Vérifiée

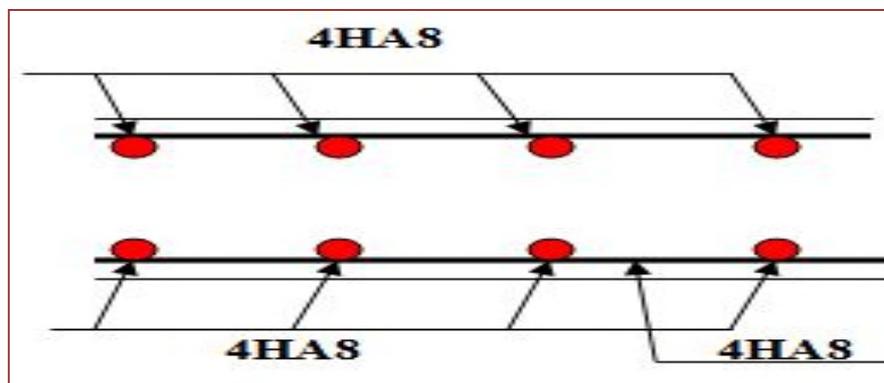
$$e/L_x = 0,12/1,5 = 0,08 > \max [3/80 ; M_t/20M_0] = 0,042$$

**Condition vérifiée**

$$A_s/bd = 0,002 \leq 2/f_e = 0,005$$

**Condition vérifiée**

Donc on doit faire une vérification de la flèche.



**Figure3.15.** Ferrailage une Dalle sur 2 appuis

## 3.3.6. Dalle sur 4 appuis (balcon) « D4 »

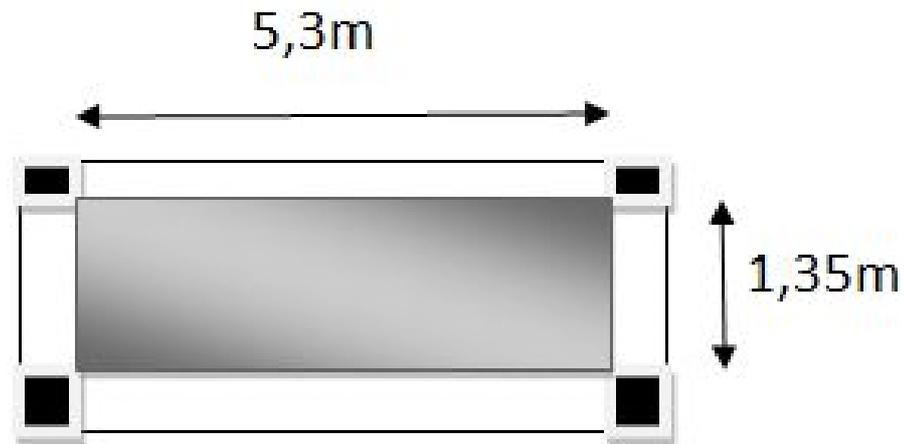


Figure3.16. Dalle sur 4 appuis (balcon)

$$G = 4,56 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1,35 \times 4,56 + 1,5 \times 3,5) = 11,406 \text{ KN/m}$$

$$P_s = (4,56 + 3,5) = 8,06 \text{ KN/m}$$

→  $\rho = L_x/L_y = 1,35/5,30 = 0,254 < 0,4$  la dalle travaille suivant un sens

- Calcul de la section d'armatures

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau3.33. Les résultants de ferrailage

Sens		$P_u$ (KN/m)	$M$ (KN*m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z$ (m)	$A_{cal}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	$A_{adop}$ ( $cm^2$ )	$St$ (cm)
travée	x-x	11,4	2,2	0,019	0,024	0,049	0,71	0,96	2,01	25
appuis	x-x	11,4	1,3	0,011	0,014	0,089	0,42	0,96	2,01	25

- Vérification de l'effort tranchant

Tableau3.34. Vérification de l'effort tranchant

$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$0,07f_c28/\gamma_b$	observation
7,7	0,086	1,16	Vérifiées

- Vérification a L'ELS.

**Tableau3.35.** Vérification des contraintes de béton.

Sensé		P(KN/m)	Mser (KN*m)	Y(m)	I (m4)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{adm}$ (MPa)	observation
travée	x-x	8,06	1,56	0,0247	0,000017	1,83	15	Vérifiées
appuis	x-x	8,06	0,91	0,0247	0,000017	1,078	15	Vérifiées

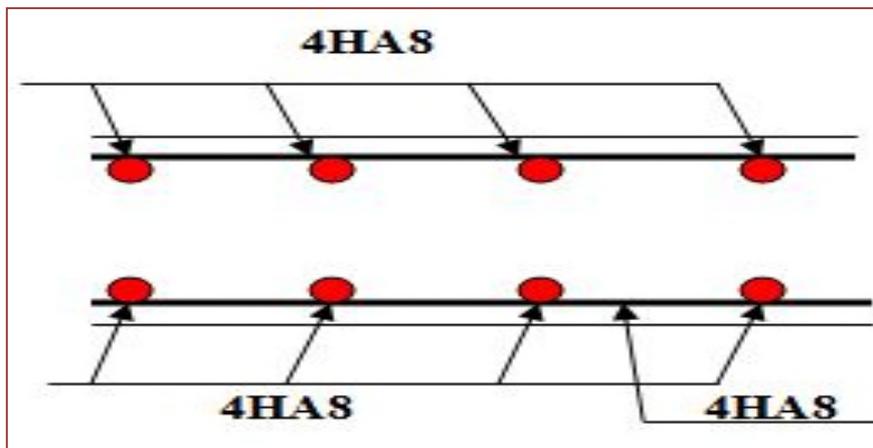
**Tableau3.36.** Vérification des contraintes d'acier

Sens		P(KN/m)	Mser (KN*m)	Y(m)	I (m4)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{adm}$ (MPa)	observation
travée	x-x	8,06	1,56	0,0247	0,000017	93,35	201,66	Vérifiées
appuis	x-x	8,06	0,91	0,0247	0,000017	51,94	201,66	Vérifiées

$e/L_x = 0,12/1,35 = 0,088 > \max [3/80 ; M_t/20M_0] = 0,042$  **Condition vérifiée**

$A_s/bd = 0,002 \leq 2/f_e = 0,005$  **Condition vérifiée**

Donc on ne doit pas faire une vérification de la flèche.

**Figure3.17.** Ferrailage une Dalle sur 4 appuis balcon

### 3.4. Calcul 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, encadrée dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (PF) et une charge horizontale (Q)

- **hypothèses de calcul**

le calcul se fera pour une bande de 1 ml.SS

la fissuration est considéré préjudiciable.

l'acrotère sera calculé en flexion composée

- **Evaluation des charges et surcharges**

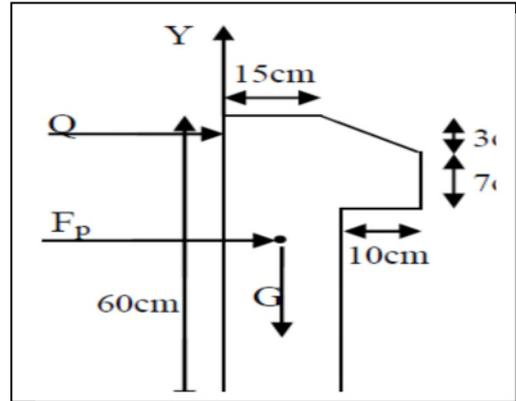
$$S_{\text{acre}} = 60 \times 15 + 7 \times 10 + (3 \times 10/2) = 0,0985 \text{ m.}$$

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



**Tableau3.37.**Charge permanente revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	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

➤ **La force 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 obtenu dans le **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 (Bejaia).

$$\text{Donc } A=0,8 \quad W_p=2,6225$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,6225 \rightarrow F_p = 1,2588 \text{ KN}$$

- **Calcul des sollicitations**

Calcul du centre de gravité de la section G(X<sub>g</sub> ; Y)

$$X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} = 0,213 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = 0,284 \text{ m}$$

L'acrotère est soumis à

$$N_G = 2,6225 \text{ KN}$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{FP} = F_p \times Y_g = 0,3575 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

**Tableau 3.38.** Combinaisons d'action acrotère

Sollicitations	RPA 99	ELU	ELS
	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
<b>N (KN)</b>	2.6225	3.54	2.6225
<b>M ( KN.m)</b>	0.9575	0.90	0.6

$$e_0 = M_u / N_u = 0,365 \text{ m}$$

$$h/6 = 0,6/6 = 0,1 \text{ m}$$

$e_0 > h/6$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et  $N_u$  est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée,

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple soumise à un moment  $M_{ua} = N_u \times e$  Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ( $e = M_u / N_u$ ) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

**e<sub>0</sub>**: Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définies ci-après

**e<sub>a</sub>**: Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

**e<sub>2</sub>**: Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max ( 2\text{cm} ; h/250 ) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = 3 * l_f^2 * (2 + \phi * \alpha) / h_0 * 10^4$$

$\Phi$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge Considérée, il est généralement prise égale a 2

$$l_f : \text{la longueur de flemment} \quad l_f = 2 * h = 1,2\text{m}$$

$$\alpha = M_G / M_G + M_Q = 0$$

$$e_2 = 3 * 1,2^2 * (2 + 2 * 0) / 0,15 * 10^4 = 0,00576\text{m}$$

$$D'où e = 0,365 + 0,02 + 0,00576 = 0,39076\text{m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent

$$N_u = 3,54 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 3,54 \times 0,39076 = 1,383 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- **Ferraillage de l'acrotère**

### Calcul à l'ELU

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_0$  La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif MF rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_F = M_u + N_u * (d - h/2) = 1.380 + 3.54(0.12 - 0,15/2) = 1,5393 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_F}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0,0015396}{1 * 0,12^2 * 14,20} = 0,00627 < 0,3916 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0,081$$

$$z = d_y (1 - 0,4 \alpha) = 0,092 (1 - 0,4 * 0,0265) = 0,116 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{M^x}{z * f_{st}} = \frac{0,0015396}{0,116 * 348} = 0,38 \text{ cm}^2$$

Donc la section a la flexion composé sera

$$A_s = A - N_u / f_{st} = 0,38 \times 10^{-4} - 3,54 \times 10^{-3} / 348 = 0,27 \text{ cm}^2$$

### Vérification à l'ELU

- **La condition de non fragilité**

$$A_{min} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e = (0,23 \times 1 \times 0,12 \times 2,1) / 400 = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > A_s \Rightarrow \text{On adopte: } A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

- **Vérification au cisaillement**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = f_p + Q = 1,2588 + 1 = 2,2588 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u / b d = 2,2588 \times 10^{-3} / (1 + 0,8) = 0,0187 \text{ MPA}$$

$$\tau_u < \text{Min} (0,15 f_{c28} / \sqrt{b} ; 4 \text{ MPa}) \quad \tau_u < \text{min} (2,5 ; 4) \text{ MPa} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \tau_u \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Espacement**

1. Armatures principale :  $St \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$ . On adopte  $St = 30 \text{ cm}$ .

2. Armatures de répartitions :  $St \leq 70/3 = 23,33 \text{ cm}$ . On adopte  $St = 20 \text{ cm}$

- **Vérification à l'ELS**

$d = 0,12 \text{ m}$  ;  $N_{ser} = 2,6225 \text{ KN}$  ;  $M_{ser} = Q \times h = M_{ser} = 0,6 \text{ KN.m}$ ;  $\eta = 1,6$  pour les HR

- **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t \quad ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t$$

$$\sigma_{st} = \text{min} (2/3 f_{e}, 150 \times \eta) \rightarrow \sigma_{st} = 240 \text{ Mpa}$$

- **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.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0,6 / 2,6225) + (0,12 - 0,15/2) \Rightarrow e_1 = 0,273 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0,12 - 0,273 \Rightarrow c = -0,153 \text{ m}$$

$$c = -0,153 \text{ m}; \quad y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots \dots \dots (*)$$

$$q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times (d - c)^2 / b$$

$$p = -3 \times (-0,153)^2 + 9 \times 2,01 \times 10^{-4} \times \frac{0,12 + 0,153}{1} \Rightarrow p = -0,065 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0,153)^3 + 9 \times 2,01 \times 10^{-4} \times (0,12 + 0,153)^2 / 1 \Rightarrow q = 0,0085 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (\*), sa résolution donne :  $y_c = -0,314 \Rightarrow y_{ser} = 0,1614 \text{ m}$ .

$$\mu_t = b y^2 / 2 - 15 A (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0,0135 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = 2,6225 \times 10^{-3} / 0,0135 \times 0,1614 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,0313 \text{ MPA} < \sigma_{adm}$$

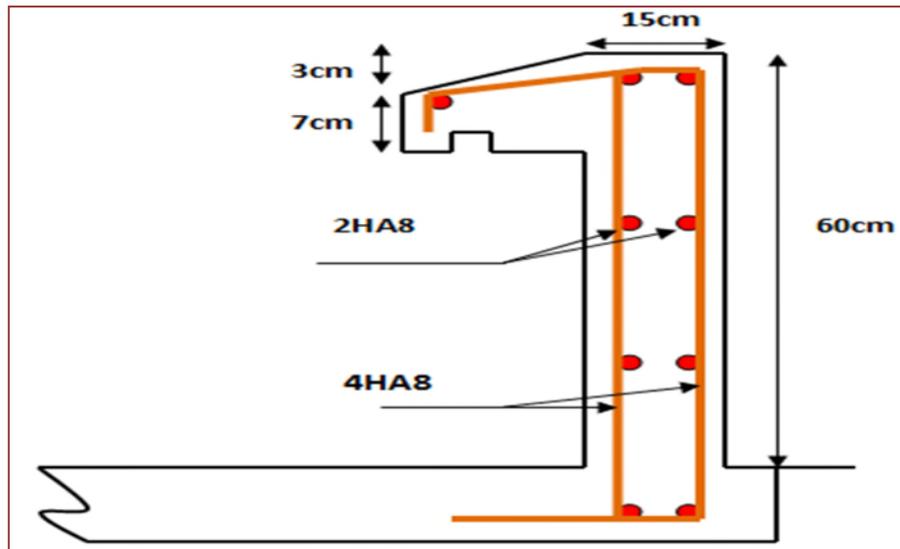


Figure 3.18. Ferrailage de l'acrotère

### 3.5.L'ascenseur

- 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.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 6 personnes, dont les caractéristiques sont les suivantes

- ✓  $l=1,90$  m
- ✓  $L=2,20$  m
- ✓  $H=2,20$  m
- ✓  $PM=15$  KN
- ✓  $DM=43$  KN
- ✓  $P_{personnes}=4,5$  KN
- ✓  $F_c=50$  KN
- ✓  $v = 0,63$

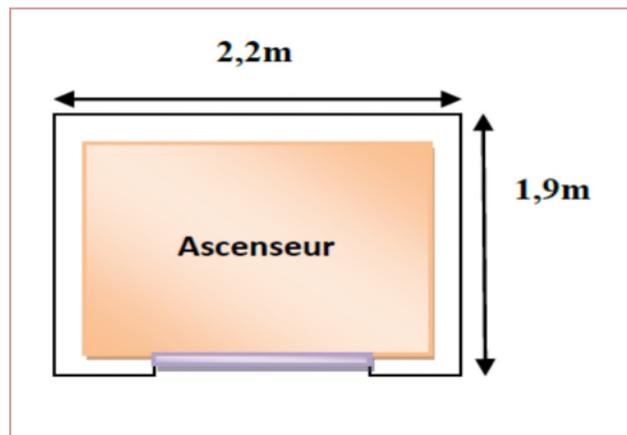


Figure 3.19. Ascenseur

Avec : **l**, **L**, **H** sont respectivement la largeur, longueur et la hauteur de la cabine.

**F<sub>c</sub>** : La charge due a la cuvette

**PM** : Charge due à l'ascenseur

**DM** : charge due à la salle des machines

**$P_{personnes}$** : la charge nominale

**V** : vitesse de levage

### 3.5.1. Etude de la dalle pleine de la locale machinerie

La dalle est appuyée sur quatre appuis donc pour déterminé sont épaisseur on a

$$\frac{lx}{40} \leq e \leq \frac{ly}{45} \quad \text{avec } ly = 220 \text{ cm} \quad \text{et} \quad lx = 190 \text{ cm}$$

$$\frac{190}{40} \leq e \leq \frac{220}{45} \Rightarrow 3,8 \leq e \leq 4,75 \text{ cm} \Rightarrow e = 4 \text{ cm}$$

La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est pré dominant, on prend alors une épaisseur de  **$h_0=15 \text{ cm}$** .

On doit calculer la surface d'impact  $U \times V$

$$U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h$$

$$V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h$$

$a_0$  U → Dimensions suivant le sens x - x

$b_0$  V → Dimensions suivant le sens y - y

Avec

( $a_0 \times b_0$ ) : surface de charge =  $(80 \times 80) \text{ cm}^2$

**h** : Espacement du revêtement (5cm)

$\xi$ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé  $\xi=1$ )

$$\begin{cases} U = 110 \text{ cm} \\ V = 110 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} lx = 190 \text{ cm} \\ ly = 220 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Evaluation des charges et surcharges**

$$_G1 = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$$

$$_G2 = 22 \times 0,05 = 1,1 \text{ KN/m}^2$$

$$_G3 = Fc/s = 50/4,18 = \text{poids propre de la dalle et de revêtement } 11,96 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{tot} = G1 + G2 + G3 = 16,81 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{exp} = 1 \text{ KN/m}^2$$

❖ A L'ELU

**Tableau3.39.** Calcul les sollicitations

qu	P	$\mu_x$	$\mu_y$	M0x	M0y	Mtx	Mty	Max	May
24,1935	0,86	0,0496	0,7052	4,33	3,05	3,6805	2,5925	2,165	2,165

- **Evaluation des moments sous charge concentrée**

Mx, My sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie

Selon le **BAEL91**

$$\begin{cases} Mx = (M1 + v \times M2) \times q \\ My = (M2 + v \times M1) \times q \end{cases}$$

M1 et M2 : données par l'abaque de **PIGEAUD**..... [ANNEXE III]

$$U/lx = 110/190 = 0,578 \quad \rho = lx/ly = 0,86 \quad V/ly = 110/220 = 0,5$$

$$\text{D'où } M1 = 0,089 \quad M2 = 0,073$$

$$\text{On a } G = \Delta m + P_m + P_{personnes} = 43 + 15 + 4,5 = 62,5 \text{ KN}$$

$$q_u = 1,35 \times G \Rightarrow q_u = 84,375 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} Mx1 = q_u \times M1 = 84,375 \times 0,089 = 7,51 \text{ KN} \cdot m \\ My1 = q_u \times M2 = 84,375 \times 0,073 = 6,16 \text{ KN} \cdot m \end{cases}$$

- **Les moments réels**

$$\begin{cases} Mx1 = 0,85 \times 7,51 = 6,38 \text{ KN} \cdot M \\ My1 = 0,85 \times 6,16 = 5,236 \text{ KN} \cdot M \\ Mx1 = 0,5 \times 7,51 = 3,755 \text{ KN} \cdot M \end{cases}$$

**$M_2^x$  et  $M_2^y$**  du système

La superposition des moments donne

$$\begin{cases} Mx = Mx1 + M_2^x = 6,38 + 3,68 = 10,06 \text{ KN} \cdot m \\ My = My1 + M_2^y = 5,236 + 2,59 = 7,82 \text{ KN} \cdot m \end{cases}$$

$$Ma = 3,755 + 2,165 = 5,92 \text{ KN} \cdot m$$

### 3.5.1.1. Ferrailage de la dalle

Tableau3.40. Les résultants de ferrailage

1er Type de dalle	sens	M (KN*m)	$\mu_{bu}$	A	Z (m)	Acal (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadop (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
En travée	x-x	10,06	0,071	0,092	0,096	3	1,10	4HA12=4,52	33
	y-y	7,82	0,055	0,071	0,097	2,31	1,04	4HA12=4,52	33
En appuis	x-x	5,92	0,0417	0,053	0,097	1,73	1,10	4HA10=3,14	33

### 3.5.1.2. Les vérifications au poinçonnement

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que

$$P_u \leq 0,045 * U_c * h * f_c / \gamma_b$$

$U_c$ : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (110 + 110) = 440 \text{ cm}$$

$$Q_u = 84,37 \text{ KN} \leq 0,045 * 4,40 * 0,15 * 25000 / 1,5 = 495 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

**Pu**: La charge de calcul à l'état ultime On a  $U = V = 1,10 \text{ m} \Rightarrow V^U = Q_u / 3 * U \Rightarrow V^U = 84,37 / 3 * 1,1 = 25,56 \text{ KN}$

$$\tau_u = V^{max} / b * d \leq \tau = 1,16 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 25,56 \times 10^{-3} / 1 * 0,13 = 0,196 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,196 \leq \tau = 1,16 \text{ MPA}$$

**Condition vérifiée**

❖ **Calcul à l'ELS**

Tableau3.41. Calcul les sollicitations à l'ELS

			Charge concentrée			Charge répartie				Superposition des moments	
v	M1	M2	Qs	Mx1	My1	$\rho$	qs	Mx2	My2	Mx	My
0	0,089	0,073	62,5	3,639	2,886	0,86	17,81	5,56	4,56	9,19	7,446

**Tableau3.42.** Moments corrigés a L'ELS

<b>Mtx (KN*m)</b>	<b>Mty (KN*m)</b>	<b>Ma (KN*m)</b>
7,8115	6,329	4,602

**sens x-x :**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s * y - 15dA_s = 0 \rightarrow y = 4,07 \text{ cm}$$

$$I = by^3/3 + 15A(d - y)^2 = 0,00007654 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = 4,15 \text{ MPA} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPA}$$

**Condition vérifié.**

• **Vérification des contraintes dans l'acier**

$$\text{F.N} \quad \sigma_{st}^- = \min \left( \frac{2}{3} * f_e ; 150 \eta \right) = 240 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15M_{ser}}{I} \times (d - y) = 121,37 \text{ MPA} \Rightarrow \sigma_{st} < \sigma_s^- \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Sens y-y :**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s * y - 15dA_s = 0 \rightarrow y = 4,07 \text{ cm}$$

$$I = by^3/3 + 15A(d - y)^2 = 0,00007654 \text{ m}^4$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = 3,36 \text{ MPA} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPA}$$

$$\text{F.N} \quad \sigma_{st}^- = \min \left( \frac{2}{3} * f_e ; 150 \eta \right) = 240 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15M_{ser}}{I} \times (d - y) = 98,358 \text{ MPA} \Rightarrow \sigma_{st} < \sigma_s^- \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**On appuis sens x-x :**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s * y - 15dA_s = 0 \rightarrow y = 4,07 \text{ cm}$$

$$I = by^3/3 + 15A(d - y)^2 = 0,00007654 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2,447 \text{ MPA} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPA}$$

- **Etat limite de déformation**

**Sens x-x**

$$e/l = 0,1 \geq \max [ 3/80 ; Mt/20 ] = 0,0424$$

condition vérifier

$$A_s / b*d = 4,52 * 10^{-4} / 1*0,13 = 0,00347 \leq 2/fe = 2/400 = 0,005$$

condition vérifier

**Sens y-y**

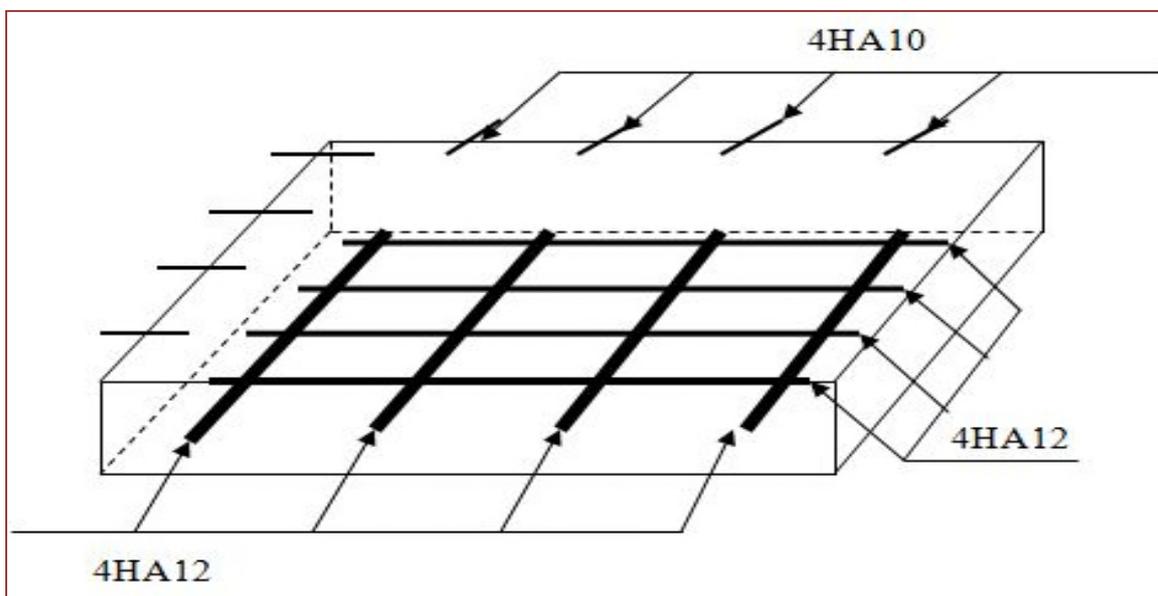
$$e/l = 0,1 \geq \max [ 3/80 ; Mt/20 ] = 0,0424$$

condition vérifier

$$A_s / b*d = 4,52 * 10^{-4} / 1*0,13 = 0,00347 \leq 2/fe = 2/400 = 0,005$$

condition vérifier

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire



**Figure3.20.** Schémas de ferrailage

### 3.5.2. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Les dimensions sont les mêmes (220×190 et e=15cm)

Poids propre de la dalle et de revêtement = 3,75 KN/m<sup>2</sup>

Poids propre de l'ascenseur = 16,81 KN/m

$$G^{tot} = G1 + G2 = 3,75 + 16,81 = 20,56 \text{ KN/m}$$

$$p^{tot} = 1,35 \times 20,56 = 27,756 \text{ KN/m}$$

$$\rho = l_x/l_y = 0,86 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

## 3.5.3. Evaluation des moments à l'ELU

$$M_0^x = \mu_x * p^{tot} * l_x^2 = 4,96 \text{ KN*m}$$

$$M_0^y = \mu_y * M_0^x = 3,50 \text{ KN*m}$$

$$M_a^x = -0,5 M_0^x = -2,48 \text{ KN*m}$$

$$M^x = 0,85 * M_0^x = 4,21 \text{ KN*m}$$

$$M^y = 0,85 * M_0^y = 2,98 \text{ KN*m}$$

Tableau3.43. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

2eme Type de dalle	sens	M (KN*m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	Acal (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadop (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
En travée	x-x	4,21	0,020	0,026	0,118	1,022	1,28	4HA8	33
	y-y	2,98	0,014	0,018	0,119	0,71	1,20	4HA8	33
En appuis	x-x	2,48	0,012	0,015	0,119	0,59	1,23	4HA8	33

## Vérification de l'effort de tranchant

Tableau3.44. Vérification de l'effort de tranchant

Vu(KN)	$\tau_u$ (MPa)	$0,07f_c28/y_b$
17,57	0,157	1,16

- Vérification des contraintes dans le béton
- Tableau3.45. Vérification des contraintes dans le béton

Sens	Mser(KN*m)	Y(m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{adm}$ (MPa)	observation	
Travée	x-x	3,57	0,024	0,0000323	2,10	15	Vérifiée
	y-y	2,83	0,024	0,0000323	2,10	15	Vérifiée
Appui	x-x	2,1	0,019	0,0000206	1,53	15	Vérifiée

- **Etat limite de déformation**

**Sens x-x**

$$e/l = 0,1 \geq \max [ 3/80 ; Mt/20 ] = 0,0424$$

condition vérifier

$$A_s / b*d = 4,52 * 10^{-4} / 1*0,13 = 0,00347 \leq 2/fe = 2/400 = 0,005$$

condition vérifier

**Sens y-y**

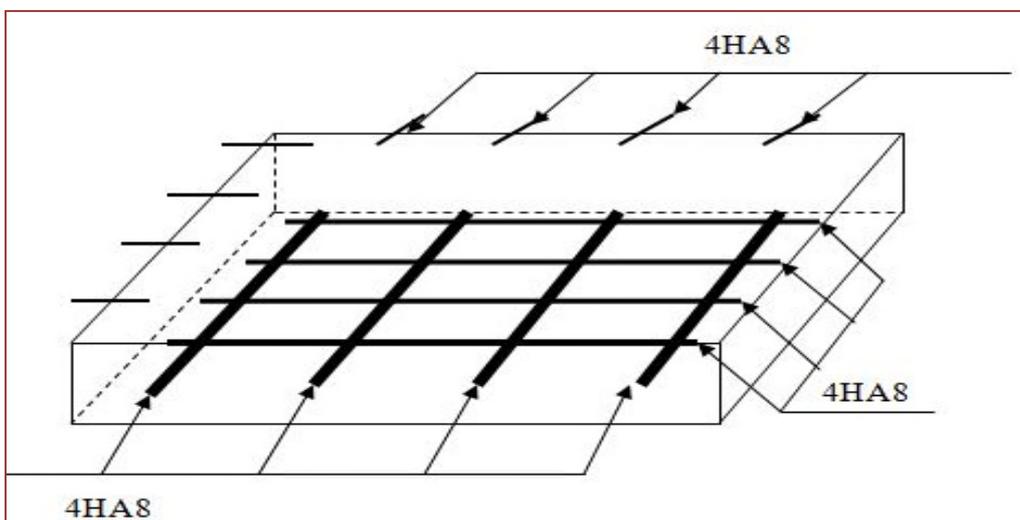
$$e/l = 0,1 \geq \max [ 3/80 ; Mt/20 ] = 0,0424$$

condition vérifier

$$A_s / b*d = 4,52 * 10^{-4} / 1*0,13 = 0,00347 \leq 2/fe = 2/400 = 0,005$$

condition vérifier

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

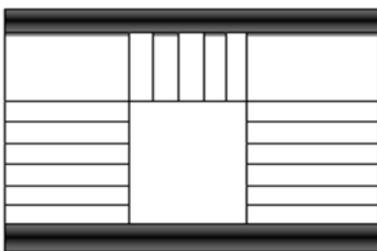


**Figure3.21.** Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

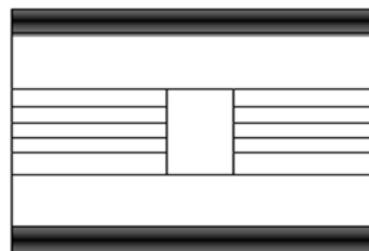
**3.6. Les Escaliers****3.6.1. Définition**

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.

Dans notre structure nous avons plusieurs types d'escaliers, à deux et à trois volées, et d'autre en bois.



**Figure3.22.** Escalier à 3 volées



**Figure3.23.** Escalier à 2 volées

➤ Escalier type 1

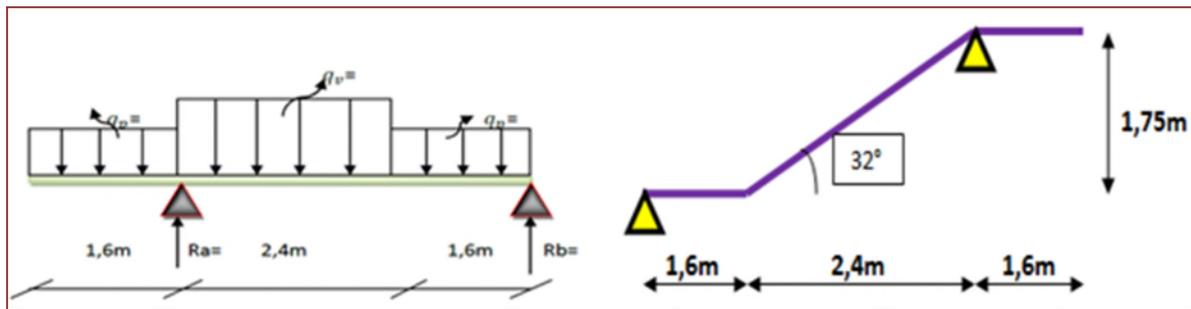


Figure3.24. Type 1 (RDC)

La volée  $\begin{cases} G_{volés} = 8,82 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{volé} = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

Le palier  $\begin{cases} G_{palier} = 5,31 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{palier} = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

♦ A l'ELU

$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 8.82) + (1.5 \times 2.5) = 15.657 \text{ KN/ml.}$

$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.31) + (1.5 \times 2.5) = 10.91 \text{ KN/ml.}$

♦ A l'ELS

$q_v = G_v + Q_v = 8.82 + 2.5 = 11.32 \text{ KN/m}$

$q_p = G_p + Q_p = 5.31 + 2.5 = 7.81 \text{ KN/m}$

• Les sollicitations

♦ A l'ELU

La poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux

$R_A = 50,766 \text{ KN/m}$

$R_B = 21,75 \text{ KN/m}$

• Moments fléchissant

Tronçon 1 :  $0 < x < 1.6 \text{ m}$

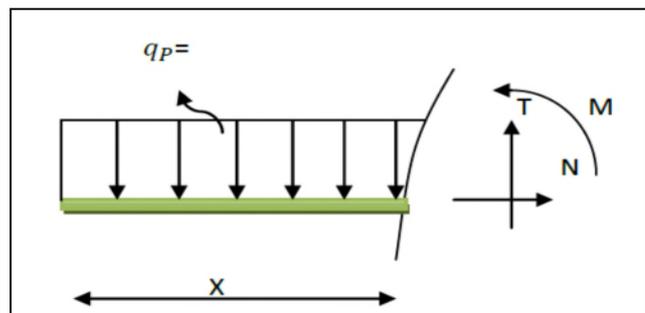
$M = 5,46 x^2$

$T = 10,92 x$

Pour  $x=0 \rightarrow M=0 \text{ KN.m.}$

$T=0 \text{ KN.}$

Pour  $x=1.6 \rightarrow M=13,9756 \text{ KN.m}$



$$T=17,469\text{KN}$$

**2<sup>ème</sup> tronçon : 1.6 m < x < 4 m**

$$T=15,657(x-1.6)-33,296$$

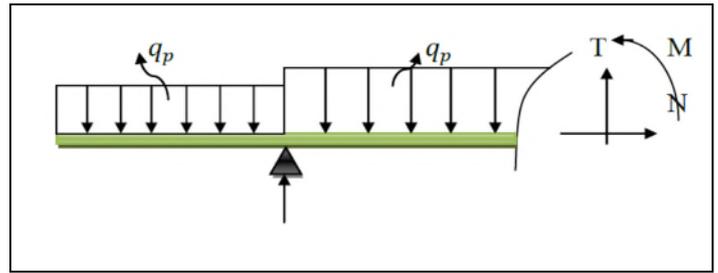
$$M=33,306 x-7,83(x - 1,6)^2-67,2576$$

Pour  $x= 1.6 \rightarrow M=-13,968\text{KN} \cdot \text{m}$

$$T=-33.2964 \text{ KN}$$

Pour  $x= 4 \rightarrow M=20,87\text{KN} \cdot \text{m}$

$$T=4.284\text{KN}$$



**Calcul  $M^{max}$**

$$M^{max}=M(x)$$

**Calcul de x :**

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x= 3,72 \text{ m}$$

Donc  $M^{max}= 21 ,45 \text{ KN} \cdot \text{m}$        $T^{max}= -33,29 \text{ KN} \cdot \text{m}$

**Calcul des moments réels**

$$M_a= -0.5M^{max}= -0.5 \times 21 ,45 = -10,725 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

$$M_t= 0.75M^{max}= 0.75 \times 21 ,45 = 16,0875 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

• **Ferraillage**

Le ferraillage se fera pour une bande d'un mètre de largeur en flexion simple pour une sollicitation maximale à L'ELU. Et la vérification se fera à L'ELS.

Les caractéristique géométriques de la section sont  $S= (b \cdot h)$  avec ( $b=100 \text{ cm}$   $h=16 \text{ cm}$ )

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant

**Tableau3.46.** Calcule ferraillage Type 1 (RDC)

Elément	Moment (KN*m)	$\mu_{bu}$	A	Z (m)	Acal (cm <sup>2</sup> )	Aadop (cm <sup>2</sup> )
Travée	16,0875	0,0578	0,0745	0,1358	3,40	4,52
Appui	-10,725	0,0385	0,049	0,1372	2,24	3,14

- **Armatures de répartition**

En travée  $A \geq A^t / 4 = 1,13 \text{ cm}^2$  soit 4HA10 =  $3,14 \text{ cm}^2$

En appuis  $A \geq A^a / 4 = 0,785 \text{ cm}^2$  soit 4HA8 =  $2,01 \text{ cm}^2$

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

$A_{\min} = 0,23 * b * d * f_{t28} / f_e$

$A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,69 \text{ cm}^2$  Vérifié

$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,69 \text{ cm}^2$  Vérifié

- **Vérification des espacements**

– Armatures principales  $S_t = \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots$  Condition vérifiée

– Armatures secondaires :  $S_t = \min(4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots$  Condition vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant**

$\tau = T^{\max} / b * d = 0,23 \text{ MPA} < 3,33 \text{ MPA}$  Condition vérifiée

$V^{\max} \leq 0,276 * a * b * f_{c28}$  avec  $a = 0,9d = 0,126$

$V^{\max} = 0,0322 \leq 0,084$  Condition vérifiée

- **Vérification de la section à l'ELS**

**Tableau3.47.** Les sollicitations à ELS dans l'escalier (Type1)

	$R_a$ (KN)	$R_B$ (KN)	$M_0$ (KN*m)	$M_t^{\max}$ (KN*m)	$M_a^{\max}$ (KN*m)
ELS	36,512	15,648	15,48	11,61	-7,74

- **Etat limite de compression du béton**

**Tableau3.48.** Vérification des contraintes dans le béton

	$M_{\text{ser}}$ (KN*m)	Y(m)	$I^* \cdot 10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{adm}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \sigma_{adm}$
Travée	11,61	0,037	0,887	4,86	15	Vérifier vérifié
appui	7,74	0,032	0,6584	3,76	15	vérifier

- **vérification de l'état limite de déformation**

$$e/l = 0,16/4 = 0,04 \geq \max [ 3/80 ; Mt/M0*20 ] = 0,0375 \quad \text{condition vérifier}$$

$$A_s / b*d = 4,52 * 10^{-4} / 1*0,14 = 0,0032 \leq 2/f_e = 2/400 = 0,005 \quad \text{condition vérifier}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

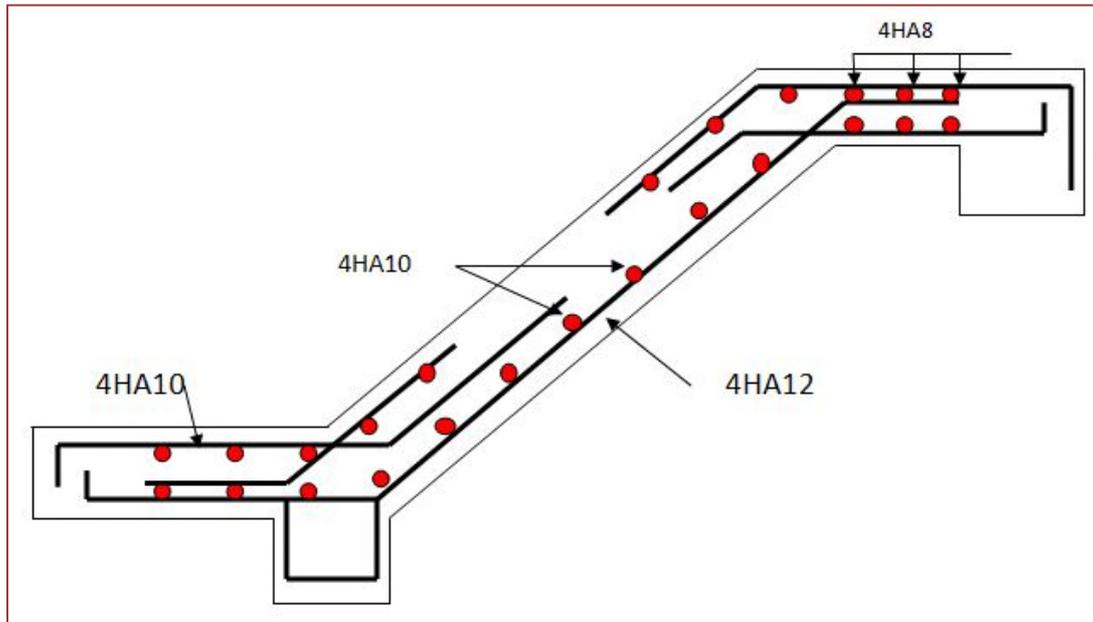
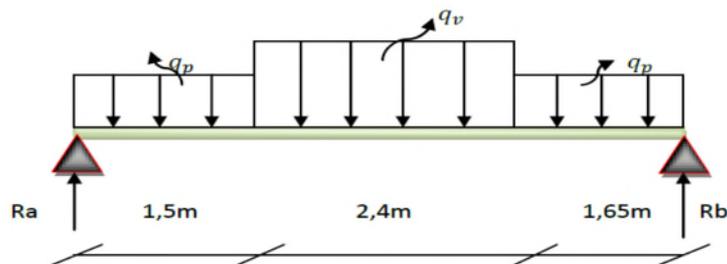


Figure3.25. Schéma de ferrailage l'escalier (Type1)

➤ **Escalier type 2**



- **Les sollicitations**

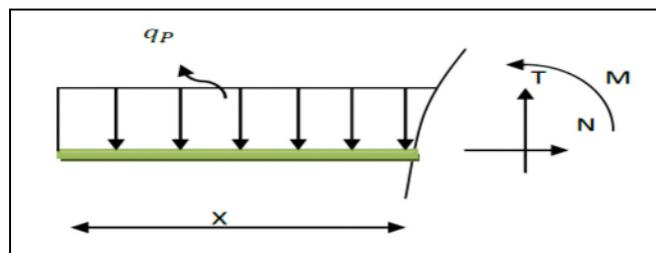
- ♦ **A l'ELU**

$$R_A = 36,13 \text{ KN/m}$$

$$R_B = 35,79 \text{ KN/m}$$

- **Moments fléchissant**

➤ **Tronçon 1 :  $0 < x < 1.5 \text{ m}$**



- 2éme tronçon :  $1.5\text{ m} < x < 3.9\text{ m}$

$$T = 15,657(x - 1.5) - 19,657$$

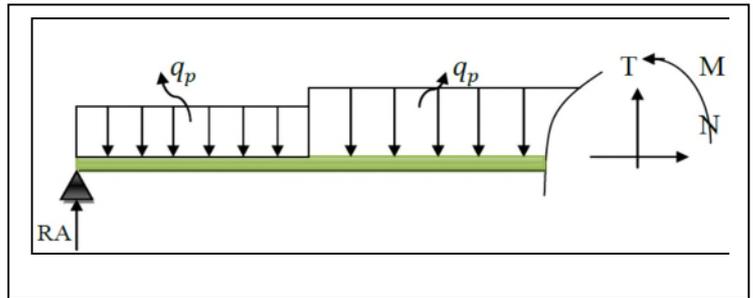
$$M = 19,76x - 7,83(x - 1,5)^2 + 12,28$$

Pour  $x = 1.5 \rightarrow M = 41,91\text{KN} \cdot \text{m}$

$$T = -19.75\text{ KN}$$

Pour  $x = 3,9 \rightarrow M = 44,27\text{KN} \cdot \text{m}$

$$T = 17,82\text{KN}$$



**Calcul  $M^{max}$**

$$M^{max} = M(x)$$

**Calcul de x :**

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 2,76\text{ m}$$

Donc  $M^{max} = 54,37\text{ KN}\cdot\text{m}$        $T^{max} = 19,75\text{ KN}$

- **Calcul des moments réels**

$$M_a = -0.5M^{max} = -0.5 \times 54,37 = -27,185\text{KN} \cdot \text{m}.$$

$$M_t = 0.75M^{max} = 0.75 \times 54,37 = 40,37\text{ KN} \cdot \text{m}.$$

- **Ferraillage**

Le ferraillage se fera pour une bande d'un mètre de largeur en flexion simple pour une sollicitation maximale à L'ELU. Et la vérification se fera à L'ELS.

Les caractéristique géométriques de la section sont  $S = (b \cdot h)$  avec ( $b = 100\text{ cm}$   $h = 15\text{ cm}$ )

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant (type 2)

**Tableau3.49.** Ferraillage escalier type (2)

Elément	Moment (KN*m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	Acal (cm <sup>2</sup> )	Aadop (cm <sup>2</sup> )
Travée	40,37	0,1698	0,234	0,117	9,94	7HA14=10,78
Appui	27,185	0,113	0,15	0,122	6,40	6HA12=6,79

- **Armatures de répartition**

En travée  $A \geq A^t / 4 = 2,69 \text{ cm}^2$  soit 4HA10 =  $3,14 \text{ cm}^2$  donc  $St = 33 \text{ cm}$

En appuis  $A \geq A^a / 4 = 1,69 \text{ cm}^2$  soit 4HA8 =  $2,01 \text{ cm}^2$  donc  $St = 33 \text{ cm}$

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

$$A_{min} = 0,23 * b * d * f_t / f_c$$

$$A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,69 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition Vérifié}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,69 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition Vérifié}$$

- **Vérification des espacements**

– Armatures principales  $St = \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 14,28 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée.}$

– Armatures secondaires :  $St = \min(4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 16,6 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée.}$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau = T^{max} / b * d = 0,152 \text{ MPA} < 3,33 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$V^{max} \leq 0,276 * a * b * f_c / 28 \quad \text{avec } a = 0,9d = 0,126$$

$$V^{max} = 0,0322 \leq 0,084 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la section à l'ELS**

**Tableau3.50.** Les sollicitations à ELS dans l'escalier (Type2)

	$R_a$ (KN)	$R_B$ (KN)	$M_0$ (KN*m)	$M_t^{max}$ (KN*m)	$M_a^{max}$ (KN*m)
<b>ELS</b>	26,55	25,77	48	36	-24

- **Etat limite de compression du béton**

**Tableau3.51.** Vérification des contraintes dans le béton

	$M_{ser}$ (KN*m)	$Y$ (m)	$I$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{adm}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \sigma_{adm}$
Travée	36	0,05	0,00014513	11,63	15	vérifiée
Appui	24	0,042	0,00010356	6,40	15	vérifiée

- **vérification de l'état limite de déformation**

$e/l = 0,16/5,55 = 0,027 \leq \max [ 3/80 ; M_t/M_0*20 ] = 0,0375$  condition non vérifiée

$A_s / b*d = 10,78 * 10^{-4} / 1*0,14 = 0,0077 \geq 2/f_e = 2/400 = 0,005$  condition non vérifiée

Donc la vérification de la flèche est nécessaire

- **Tableau3.52.** Evaluation de la flèche dans la partie 2 de l'escalier

L (m)	As (cm <sup>2</sup> )	Mjser (KN.m)	Mgser (KN.m)	Mpser (KN.m)	I(cm <sup>4</sup> )	I0(cm <sup>4</sup> )
5,55	10,78	16,02	22,19	36	14515	68400
Y(cm)	Ifji (cm <sup>4</sup> )	Ifgi (cm <sup>4</sup> )	Ifpi (cm <sup>4</sup> )	Ifgv (cm <sup>4</sup> )	Δf (cm)	fadm(cm)
0,05	27374,6	25701,4	23828,8	42372,6	1,56	1,055

**La flèche n'est pas vérifiée**

On augmente l'épaisseur de escalier et le ferrailage  $e = 18$  cm  $A_s = 12,79$  cm<sup>2</sup>

**Tableau3.53.** Evaluation de la flèche dans la partie 2 de l'escalier

L (m)	As (cm <sup>2</sup> )	Mjser (KN.m)	Mgser (KN.m)	Mpser (KN.m)	I(cm <sup>4</sup> )	I0(cm <sup>4</sup> )
5,55	12,78	16,02	22,19	36	14515	124752
Y(cm)	Ifji (cm <sup>4</sup> )	Ifgi (cm <sup>4</sup> )	Ifpi (cm <sup>4</sup> )	Ifgv (cm <sup>4</sup> )	Δf (cm)	fadm(cm)
0,0614	55683,8	500465	44747,5	81199,5	0,87	1,055

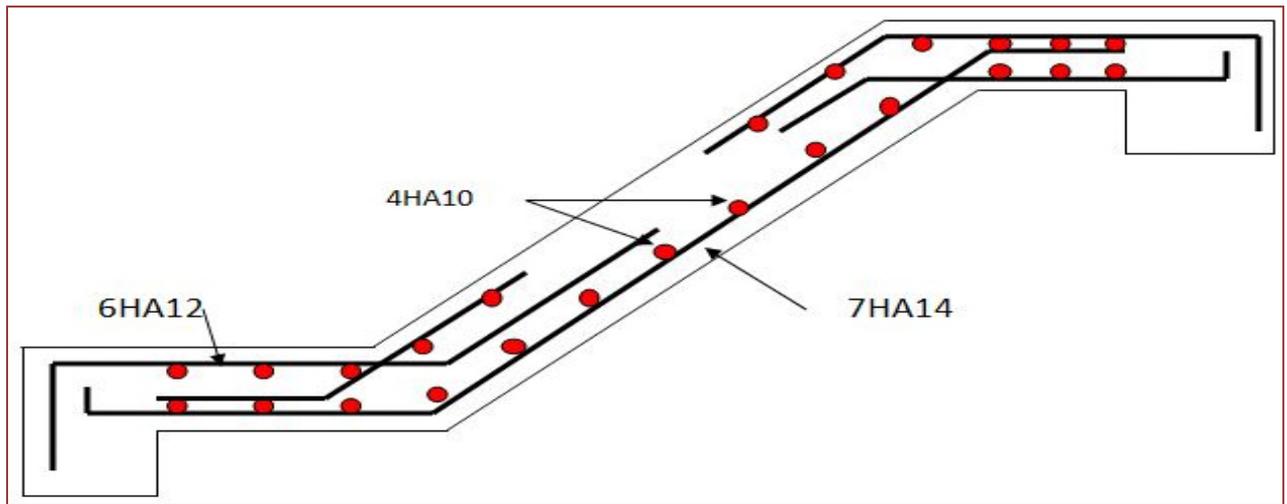
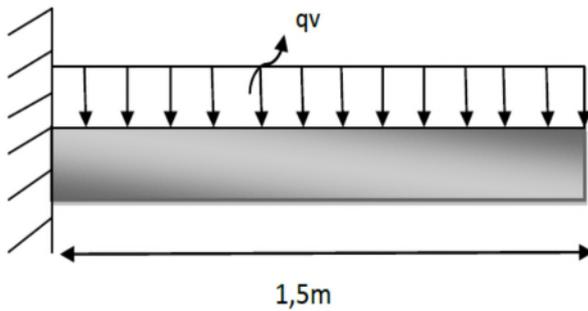


Figure 3.26. Schéma de ferrailage l'escalier (Type 2)

- La charge permanente sur la volée d'escalier



$$\begin{cases} G = 8,82 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Ce type se calcule comme une console

Calcul a l'ELU

- La charge qui revient sur la volée

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q$$

$$q_v = (1.35 \times 8.82) + (1.5 \times 2.5) = 15.65 \text{ KN/m}$$

Tableau 3.54. Résultats de ferrailage la volée d'escalier

Mu(KN.m)	Mbu	A	Z (m)	A calculée cm <sup>2</sup>	Amincm <sup>2</sup>	Choisitcm <sup>2</sup>	Répartition cm <sup>2</sup>
17,54	0,048	0,062	0,15	3,24	1,93	4,52	1,33

• **Vérification de l'espace**

$$St \leq \min(2,5h ; 25 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(2,5*18 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

On a choisi 4HT12, soit  $St = 100/4 = 33\text{cm}$  ..... donc c'est vérifiée.

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = V^{max}/b*d = \frac{0,02348}{1*0,16} = 0,146\text{MPa} \leq \tau = 1,16 \text{ MPA}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Calcul à l'ELS**

$$PS = (G+Q)$$

$$Ps = (8.82+2.5) = 11.32 \text{ KN/m}$$

$$Ms=12,73 \text{ KN*m}$$

• **Vérification de  $\sigma_{bc}$**

**Calcul de y**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s*y - 15dA_s = 0 \rightarrow y=0,038\text{m}$$

$$I = by^3/3 + 15A(d - y)^2 = 0,00010759 \text{ m}^4$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = 4,52\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA} \quad \text{Pas de risque de fissuration du béton}$$

• **La flèche**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 > \max \left[ \frac{3}{80}, \frac{1}{20} \right] = 0,05$$

**condition vérifier**

$$\frac{A_s}{b*d} = \frac{4,52*10^{-4}}{0,16} = 0,002825 < \frac{2}{f_e} = 0,005$$

**condition vérifier**

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

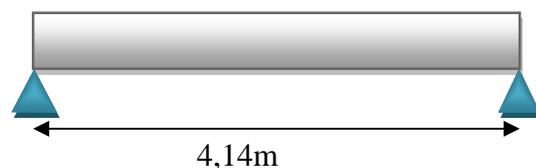
**Etude de la poutre palière. (Escalier type 2)**

• **Dimensionnement.**

➤ **Condition RPA.**

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

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



$$\frac{h}{b} \leq 4$$

➤ **Condition de la flèche.**

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 27,66 < h < 40,4$$

On prend  $\begin{cases} h = 35\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$

❖ **Les charges sur la poutre.**

$$g_0 = 0,35 * 0,3 * 25 = 2,62 \text{KN/ml}$$

❖ **La charge transmise par l'escalier.** C'est la réaction d'appui

$$\text{ELU : } R_A = 36,13 \text{KN/m}$$

$$\text{ELS : } R_A = 26,55 \text{KN/m}$$

❖ **Les sollicitations.**

$$P_u = 1,35g_0 + R_A = 1,35 * 2,62 + 36,13 = 39,67 \text{KN/m}$$

$$M_0 = \frac{P_u * L^2}{8} = \frac{39,67 * (4,14)^2}{8} = 84,99 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 * 84,99 = 72,24 \text{KN.m}$$

$$M_a = -0,5M_0 = -42,5 \text{KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u * L}{2} = \frac{39,67 * 4,14}{2} = 82,11 \text{KN}$$

❖ **Calcul à la flexion simple.**

### Calcul des armatures longitudinales

**Tableau 3.55.** Résultats d'armatures longitudinales de la poutre palière

	M(KN*m)	$\mu_{bu}$	A	Z(m)	$A_{calculer}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )
<b>En travée</b>	72,24	0,15	0,21	0,30	6,88	1,195
<b>En appui</b>	39,75	0,085	0,112	0,315	3,626	1,195

➤ **Calcul des armatures transversales.**

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

$$A_t \geq \frac{0,4 \cdot b \cdot S_t}{f_e} = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{82,11 \times 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,3} = 0,912 \text{ MPA}$$

$$A_t \geq \frac{b \cdot S_t \cdot (\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28})}{0,8 \cdot f_e} = 1,32 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t = 1,32 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul à la torsion.**

Le moment de torsion n'est autre que le moment de flexion de la paillasse au niveau de l'appui.

$$M^t = M_{\text{paill}}^a = 27,187 \text{ KN.m}$$

Le moment est maximum à l'encastrement

$$M_T = M^t \cdot 1/2 = 56,27 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de la contrainte de cisaillement:**

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section **BAEL[Art.5.4.2.2]**

- U : périmètre de la section
- $\Omega$  : air de contour tracer a mi hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- $A_t$  : section d'acier

$$\emptyset = \min(h ; b) = 0,3 \text{ cm}$$

$$e = \emptyset / 6 = h / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$U = 2 \cdot [(h - e) \cdot (b - e)] = 1,1$$

$$\Omega = [b - e] \cdot [h - e] = 0,075$$

On doit vérifier que  $\tau \leq \tau_{\text{adm}}$

$$\tau = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_t^2} = \sqrt{7,46^2 + 7,51^2} = 10,58 \text{ MPA} > \tau_{\text{adm}} = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\tau_{\text{adm}} = \min(0,2 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPA}) = 3,33 \text{ MPA}$$

$\tau < \tau_{\text{adm}} \Rightarrow$  il y a le risque de rupture par cisaillement, on doit augmenter la section de la poutre palière ( $b \cdot h$ ) = ( 0,45 \* 0,5 )

**Tableau3.56.** Résultats d'armatures longitudinales de la poutre palière

	M(KN*m)	$\mu_{bu}$	A	Z(m)	$A_{calculer}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )
<b>En travée</b>	79,62	0,06	0,078	0,41	5,59	2,59
<b>En appui</b>	46,38	0,035	0,045	0,42	3,18	2,59

**Calcul des armatures transversales.**

$St=15$  cm

$$At \geq \frac{0,4*b*St}{f_e} = 0,675 \text{ cm}^2$$

$$At \geq \frac{b*St*(\tau_u - 0,3*f_{c28})}{0,8*f_e} = 1,65 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow At = 1,65 \text{ cm}^2$$

**Calcul à la torsion.**

Le moment de torsion n'est autre que le moment de flexion de la paillasse au niveau de l'appui.

$$M^t = M_{paill}^a = 27,187 \text{ KN.m}$$

Le moment est maximum à l'encastrement

$$M_T = M^t * 1/2 = 56,27 \text{ KN.m}$$

**Calcul de la contrainte de cisaillement:**

$$\emptyset = \min(h ; b) = 0,45 \text{ cm}$$

$$e = \emptyset/6 = h/6 = 0,0833 \text{ cm}$$

$$U = 2 * [(h-e) * (b-e)] = 1,566$$

$$\Omega = [b-e] * [h-e] = 0,1527$$

On doit vérifier que  $\tau \leq \tau_{adm}$

$$t_u = 2,19 \text{ MPA}$$

$$t_t = 2,23 \text{ MPA}$$

$$\tau = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_t^2} = \sqrt{2,19^2 + 2,23^2} = 3,12 \text{ MPA} < \tau_{\text{adm}} = 3,33 \text{ MPA}$$

- les armatures longitudinales

$$A_l = M_{tu} \cdot U \cdot \gamma_b / 2 \cdot \Omega \cdot f_e = 15,31 \text{ cm}^2$$

les armatures transversales.

$$A_t = \frac{M_{tu} \cdot S_t \cdot \gamma_b}{2 \cdot \Omega \cdot f_e} = 1,47 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

choix d'armatures.

En travée :

$$A = 8,22 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6\text{HA}14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A = 5,99 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

$A_t$  = Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot y / I \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$b \cdot y^2 / 2 + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0$$

$$I = b \cdot y^3 / 3 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2$$

Tableau 3.57. Vérification contrainte du béton

	Mser(KN*m)	Y(m)	$I^* \cdot 10^{-4}$ (m4)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{adm}$ (MP)	$\sigma_{bc} < \sigma_{adm}$
<b>Travée</b>	58,59	0,107	11,43	5,52	15	vérifiée
<b>Appui</b>	34,46	0,090	8,15	5,52	15	vérifiée

- vérification de l'état limite de déformation

$$h / l = 0,5 / 4,14 = 0,12 > \max [ 1/16 ; M_t / M_0 \cdot 20 ] = 0,0625$$

condition vérifier

$$A_s = 15,31 \cdot 10^{-4} \leq 4,2 \cdot b \cdot d / f_e = 4,2 \cdot 0,45 \cdot 0,48 / 400 = 22,68$$

condition vérifier

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

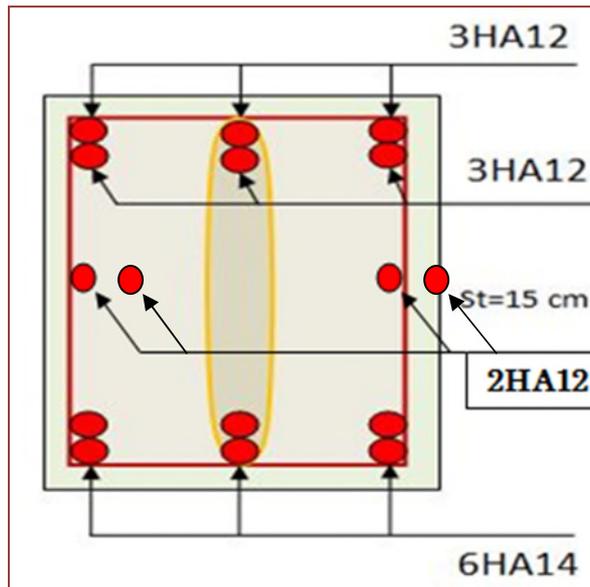


Figure3.27. Schéma de ferrailage la poutre palière. (Escalier type 2)

- Calcul de la poutre brisée
- Dimensionnement.

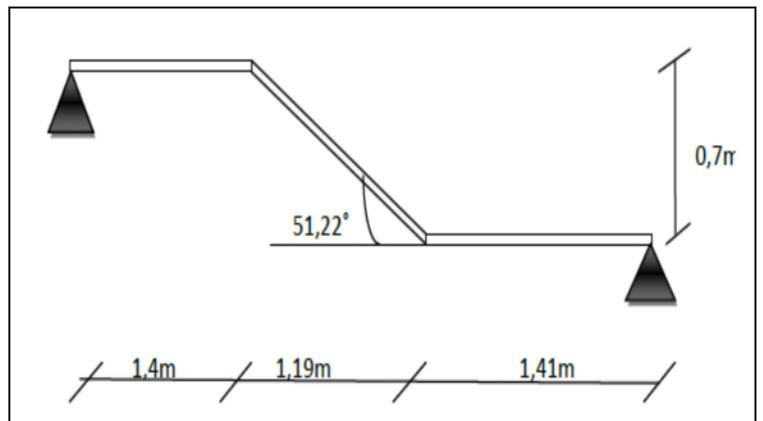
$$\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10}$$

$$L=1.4+1.41+\left[\frac{1,19}{\cos 51,22^\circ}\right]=4.729\text{m}$$

$$\Rightarrow \frac{472,9}{15} \leq h \leq \frac{472,9}{10}$$

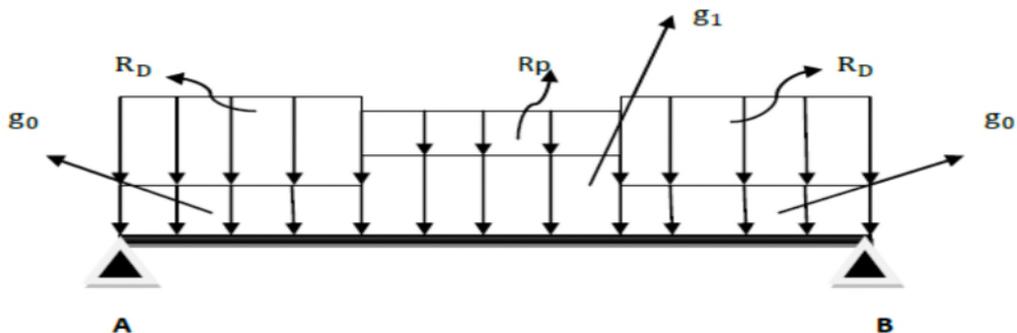
$$\Rightarrow 31,52 \leq h \leq 47,19$$

Soit  $h=45\text{cm}$  ;  $b=40\text{cm}$



La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

➤ Calcul à la flexion simple.



La poutre est soumise à son poids propre.

$$g_0 = 25 \times 0.4 \times 0.45 = 4.5 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1 = 25 \times 0.4 \times 0.45 / \cos 51.22^\circ = 7.18 \text{ KN/ml (partie inclinée)}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$RD = 35.79 \text{ KN/ml.}$$

$$RP = 23.475 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Calcul des sollicitations.**

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve

**Tableau 3.58.** Résultats de calcul de la poutre brisée

RA(KN)	RB(KN)	X(m)	M0(KN.m)	Ma(KN.m)	Mt(KN.m)	Vu(KN)
78,27	78,27	1,99	74,62	37,31	63,43	78,38

➤ **Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple.**

**Tableau 3.59** Ferraillage de la poutre brisée en travée et aux appuis.

Mu (KN. m)	$\mu_{bu}$	A	Z(m)	A min (cm <sup>2</sup> )	A calculée (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>					
63,43	0,063	0,047	0,41	2,02	4,48
<b>En appui</b>					
37,31	0,037	0,047	0,41	2,60	2,02

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{78,27 \times 10^{-3}}{0,4 \times 0,42} = 0,466 \text{ MPA} < \tau_u^- = \min(0,2 \cdot f_c / \gamma_b ; 5 \text{ MPA}) = 3,33 \text{ MPA}$$

Donc la condition est vérifiée

• **Armatures transversales à la flexion simple**

Soit  $St = 20 \text{ cm}$

$St = 20 \text{ cm} < \min(0.9 d ; 40 \text{ cm}) = 37.8 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Condition vérifier.

$$A_t = 0,4 * b * \sigma_t / f_e = 0,4 * 0,4 * 0,2 / 400 = 0,80 \text{ cm}^2$$

$$A_t = (\tau_u - 0,3 * f_{t28}) * b * \sigma_t / 0,8 * f_e = (0,466 - 0,3 * 2,1) * 0,4 * 0,2 / 400 = -0,328 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc  $A_t = 0,80 \text{ cm}^2$

## 2 Calcul à la torsion

### Le moment de torsion

Le moment maximum aux appuis

$$M_t = 27,185 \text{ KN} * \text{m}$$

Le moment de torsion.

$$M_T = \frac{M_t * l}{2} = \frac{27,185 * 4}{2} = 54,37 \text{ KN} * \text{m}$$

- **Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion**

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 * \Omega * e}$$

$$e = \frac{1}{6} * b = \frac{1}{6} * 0,4 = 6,66 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b - e] * [h - e] = [40 - 6,66] * [45 - 6,66] = 1278,25 \text{ cm}^2$$

$$\tau_T = \frac{54,37 * 10^{-3}}{2 * 0,127825 * 0,066} = 3,22 \text{ MPA}$$

On doit vérifier que

$$\tau \leq \tau^-$$

La résultante des contraintes tangentielles

$$\tau = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_t^2} = \sqrt{0,44^2 + 3,22^2} = 3,25 \text{ MPA} < \tau_{\text{adm}} = 3,33 \text{ MPA}$$

Donc  $\tau < \tau_{\text{adm}}$  Pas de risque de rupture par cisaillement

- **Armatures longitudinales en torsion**

$$A_l = \frac{M_T * U * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e}$$

$$U = 2 * [(b - e) + (h - e)] = 2 * [(40 - 6,66) + (45 - 6,66)] = 143,66 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{0,05437 * 1,4366 * 1,15}{2 * 0,127825 * 400} = 8,78 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversals en torsion**

$$A_l = \frac{M_T * U * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e}$$

$$U = 2 \times [(b-e)+(h-e)] = 2 \times [(40-6,66)+(45-6,66)] = 143,66 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{0,05437 \times 1,4366 \times 1,15}{2 \times 0,127825 \times 400} = 8,78 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversals en torsion**

$$A_t = \frac{MT \times st \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{0,05437 \times 0,20 \times 1,15}{2 \times 0,127825 \times 400} = 1,22 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage de la pouter brisée**

#### Armatures transversals

$$A_t = A_t^{\text{flexion simple}} + A_t^{\text{torsion}}$$

$$A_t = 1,22 + 0,8 = 2,02 \text{ cm}^2$$

$$St = 20 \text{ cm}$$

#### Armatures longitudinales

##### En appui

$$A_l^a = A_t^{\text{flexion simple}} + \frac{1}{2} A_t^{\text{torsion}}$$

$$A_l^a = 2,29 + \frac{1}{2} 8,78 = 6,68 \text{ cm}^2$$

##### En travée

$$A_l^t = A_t^{\text{flexion simple}} + \frac{1}{2} A_t^{\text{torsion}}$$

$$A_l^t = 3,94 + \frac{1}{2} 8,78 = 8,33 \text{ cm}^2$$

- **Choix de ferraillage**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } A_l^t \text{ on choisit } 4\text{HA}14 + 4\text{HA}12 = 10,68 \text{ cm}^2 \\ \text{pour } A_l^a \text{ on choisit } 4\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 8,42 \text{ cm}^2 \\ \text{pour } A_l \text{ on choisit } 3\text{cadre } \phi 8 = 3 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

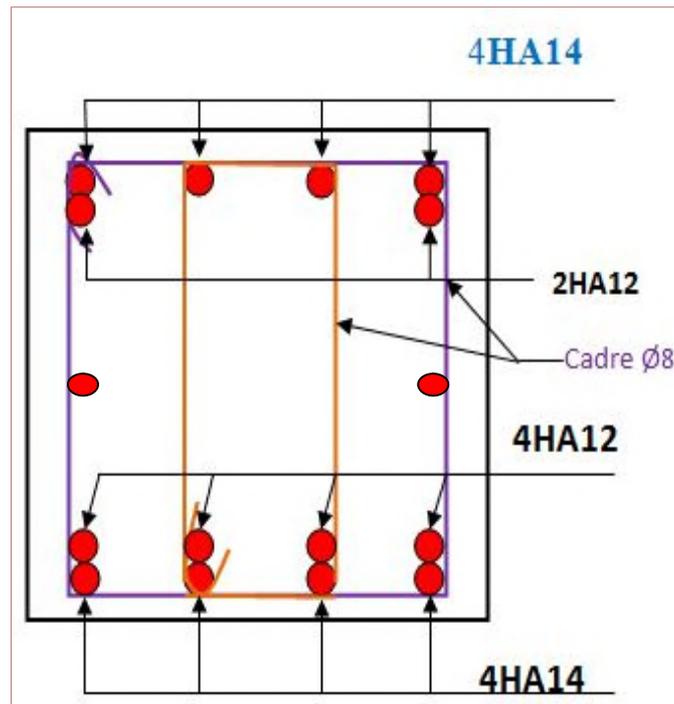


Figure3.28. Schéma de ferrailage

### Calcul à l'ELS

La fissuration est peu nuisible, donc il suffit de vérifier la contrainte dans béton.

Tableau3.60. Les sollicitations à l'ELS de la poutre brisée

Ra (KN)	Rb (KN)	X(m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
56,89	56,89	2	54,33	27,167	46,18

- **Vérification de obc**

#### Calcul de y

$$b \cdot y^2 / 2 + 15 \cdot A_{sc} \cdot (y - d') - 15 \cdot A_{st} \cdot (d - y)$$

$$40 \cdot y^2 / 2 + 15 \cdot 8,42 \cdot (y - 3) - 15 \cdot 10,86 \cdot (42 - y)$$

$$y = 13,00 \text{ cm}$$

#### Calcul de I

$$I = b \cdot y^3 / 3 + 15 \cdot A_{sc} \cdot (y - d')^2 + 15 \cdot A_{st} \cdot (d - y)^2$$

$$I = 40 \cdot 13^3 / 3 + 15 \cdot 8,42 \cdot (13 - 3)^2 + 15 \cdot 10,86 \cdot (40 - 13)^2$$

$$I = 191298,5 \text{ cm}^4$$

**Calcul de  $\sigma_{bc}$** 

$$\sigma_{bc} = M_{ser} * y / I \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = 46,18 \times 10^{-3} * 0,13 / 191298,5 \times 10^{-8} = 3,13 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Pas de risque de fissuration du béton}$$

la fissuration peut nuisible donc la vérification  $\sigma_{st}$  n'est pas nécessaire

- **La flèche**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{45}{400} = 0,1125 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{45}{400} = 0,1125 > \frac{M_t}{15 * M_0} = \frac{46,18}{15 * 54,33} = 0,0566 \quad 0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{As}{b * d} = \frac{10,68}{40 * 42} = 0,0063 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

# Chapitre 4

*Etude dynamique*

# Chapitre 4 Etude dynamique

## 4.1.Introduction

Toutes les structures physiques réelles ont un comportement dynamique lorsqu'elles sont soumises à des forces ou des déplacements. Les forces additionnelles d'inertie de la deuxième loi de NEWTON, sont égales à la masse multipliée par l'accélération. Si les forces ou les déplacements sont appliqués lentement, les forces d'inertie peuvent être négligées, et une analyse statique peut être justifiée.

De plus toutes les structures réelles ont un nombre infini de déplacements, c'est pourquoi la phase la plus critique dans l'analyse d'une structure est de choisir un modèle avec un nombre fini d'éléments et de déplacements nodaux qui va permettre une simulation du comportement de la structure réelle.

## 4.2.Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes

- ❖ la méthode statique équivalente
- ❖ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

### 4.2.1. Méthode statique équivalente

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**4.2 du RPA 99/2003**)

Decalculer la structure par une méthode-pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique

#### ➤ **Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale : 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

$$V_{st} = A * D * Q * W / R \quad \text{RPA formule(4.1)}$$

- **A : Coefficient d'accélération de la zone**, il dépend de la zone sismique et du groupe d'usage de bâtiment
  - ✓ Groupe d'usage : groupe 2
  - ✓ Zone sismique : zone **IIa** ⇒ **A = 0.15 RPA Tableau(4,1)**

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de Contreventement, dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc : **R = 5 RPA99 (Tableau4.3)**

- **Q** : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivant

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Avec **P<sub>q</sub>** : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non

**Tableau 4.1.** Valeurs des pénalités P<sub>q</sub>

Critère q	Observée	P <sub>q</sub> /xx	Observé	P <sub>q</sub> /yy
<b>1- Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	Non	0,05	Non	0,05
<b>2- Redondance en plan</b>	Non	0,05	Non	0,05
<b>3- Régularité en plan</b>	Non	0,05	Non	0,05
<b>4- Régularité en élévation</b>	Oui	0	Oui	0
<b>5- Contrôle de qualité des matériaux</b>	Oui	0	Oui	0
<b>6- Contrôles de qualité des d'exécution</b>	Oui	0	Oui	0

$$Q_{xx} = Q_{yy} = 1+(0,05+0,05+0,05) = 1,15 \Rightarrow Q = 1,15$$

- **W**: poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n w_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

**W<sub>Gi</sub>** : poids dû aux charges permanentes totales

**W<sub>Qi</sub>** : charge d'exploitation.

**β** : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation,

il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

$$\beta = 0.2 \text{ pour usage d'habitation et commercial} \Rightarrow W = 43196,223 \text{ KN.}$$

- **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)

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 & 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA Formule (4.2).}$$

**T2:** Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne, donc du **RPA 99 (Tableau 3-2)** de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S3, donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T1 = 0,15 \text{ s} \\ T2 = 0,5 \text{ s} \end{cases}$$

➤ **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par :

$$\eta = (7/(2 + \zeta))^{1/2}$$

Où  $\zeta$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages

On prend  $\zeta = 7 + 10/2 = 8,5\%$

Donc  $\eta = (7/(2 + 8,5))^{1/2} = 0,816 > 0,7$

$T_c = C_T h_n^{3/4}$  **RPA99 (Formule 4-6)**

$h_n$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_n = 24,80 \text{ m}$$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas  $C_T = 0,05$

$$T_c = 0,05 * 24,80^{3/4} = 0,555 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante

$T_{x,y} = 0,09 * h_n / (L_{x,y})^{1/2}$  **RPA99 (Formule 4-7)**

**L:** Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 29,60 \text{ m} \quad L_y = 27,77 \text{ m}$$

$$T_x = 0,41 \text{ s} \quad T_y = 0,42 \text{ s}$$

$$T_x = \min(T_x ; T_c) = 0,41 \text{ s} < T_2 = 0,5 \text{ s}$$

$$T_y = \min(T_y ; T_c) = 0,42 \text{ s} < T_2 = 0,5 \text{ s}$$

$$\text{Donc} \quad D_x = 2,5 * 0,816 = 2,04$$

$$D_y = 2,5 * 0,816 = 2,04$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est

$$T_x = 0,41 * 1,3 = 0,533 \text{ s}$$

$$T_y = 0,42 * 1,3 = 0,533 \text{ s}$$

La force sismique totale à la base de la structure est

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = V_{sty} = \frac{0,15 \times 2,04 \times 1,15}{5} \times 43196,223 = 3042,00 \text{ KN}$$

#### 4.2.2. Méthode dynamique modale spectrale

Le comportement d'une structure sous l'action des charges dynamiques est étudié en précisant

La méthodologie de calcul de cette structure d'une manière relativement simple. Pour notre

étude, on va utiliser la méthode spectrale qui cherche 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. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de

la structure calcul suivante

**RPA [Art.4.3]**

##### ➤ Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

**A** : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

**η** : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7 / 2 + \xi} \geq 0.7 \quad (4.3)$$

**ξ**: Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)

**R** : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)

**T1, T2** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

**Q** : facteur de qualité (tableau 4.4)

**Tableau 4.2.** Valeurs de T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub>

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1(sec)</sub>	0,15	0,15	0,15	0,15
T <sub>2(sec)</sub>	0,30	0,40	0,50	0,70

### ➤ Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes

- D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations 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.

- D'après l'article 4.2.4 les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel ROBO (2014) 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.

### 4.3.Modalisation et résultats

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le ROBOT (2014)

#### 4.3.1. Disposition des voiles de contreventement

Nous avons essayé plusieurs dispositions qui 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

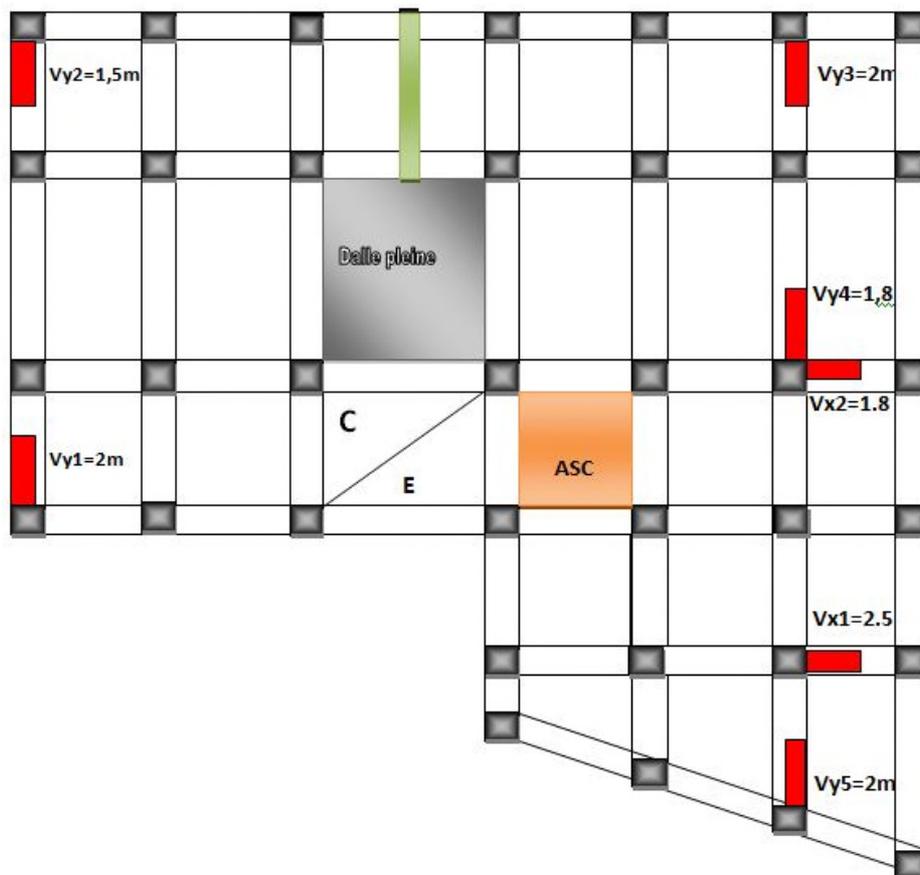
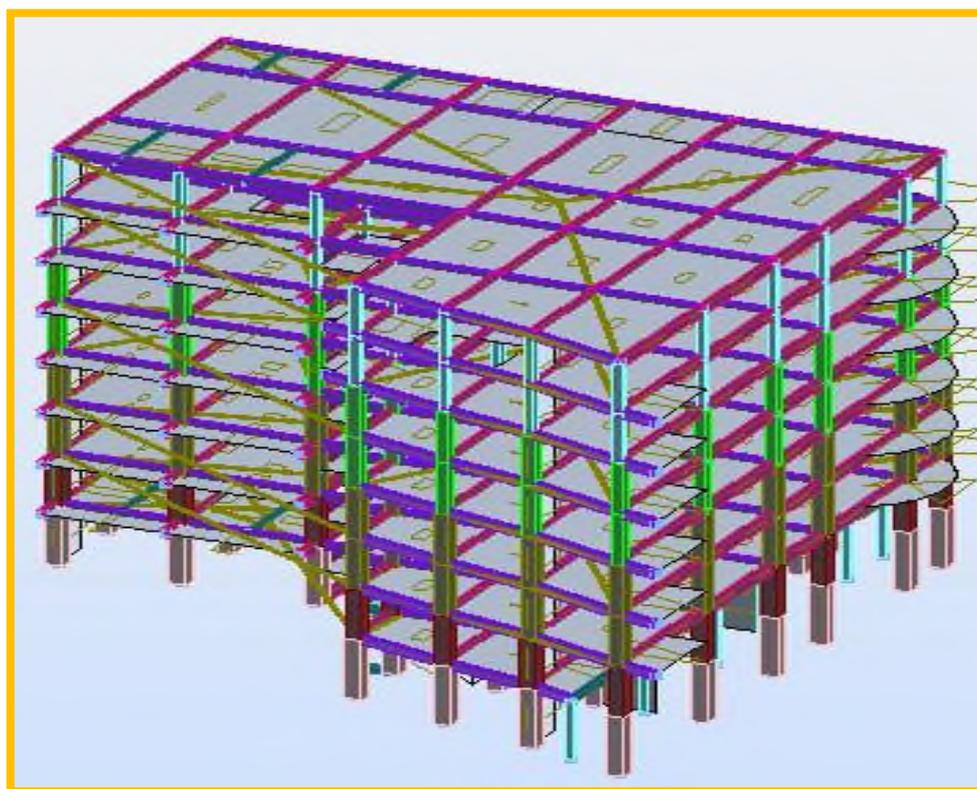


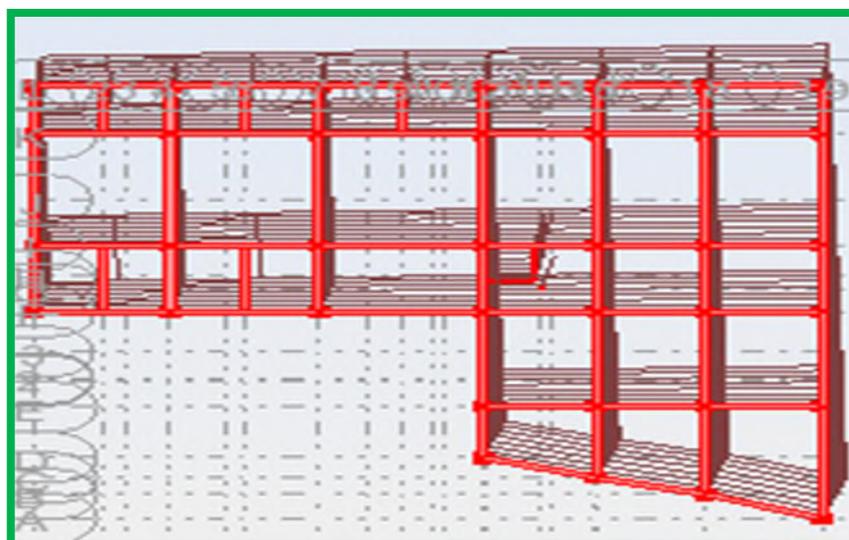
Figure 4.1.Disposition des voiles

Nous présenterons dans les figures suivantes la modélisation de la structure

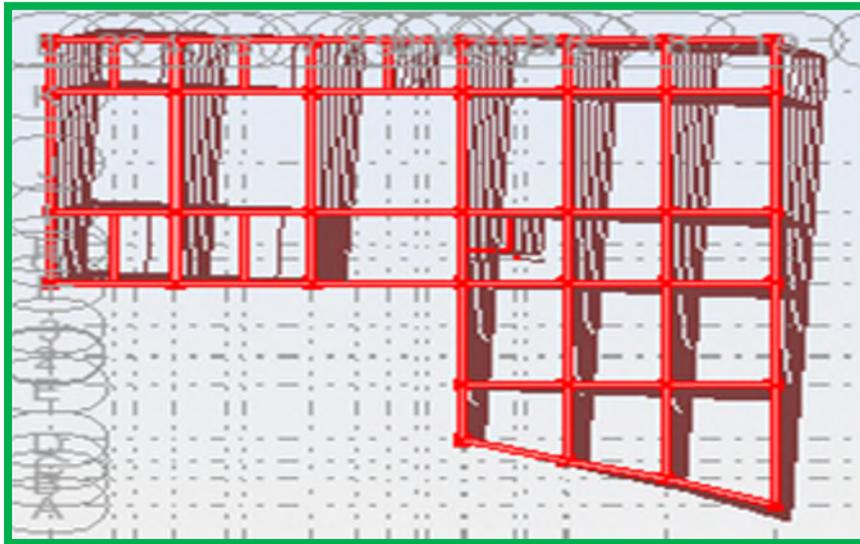


**Figure 4.2.** . Vue en 3D (ROBOT 2014)

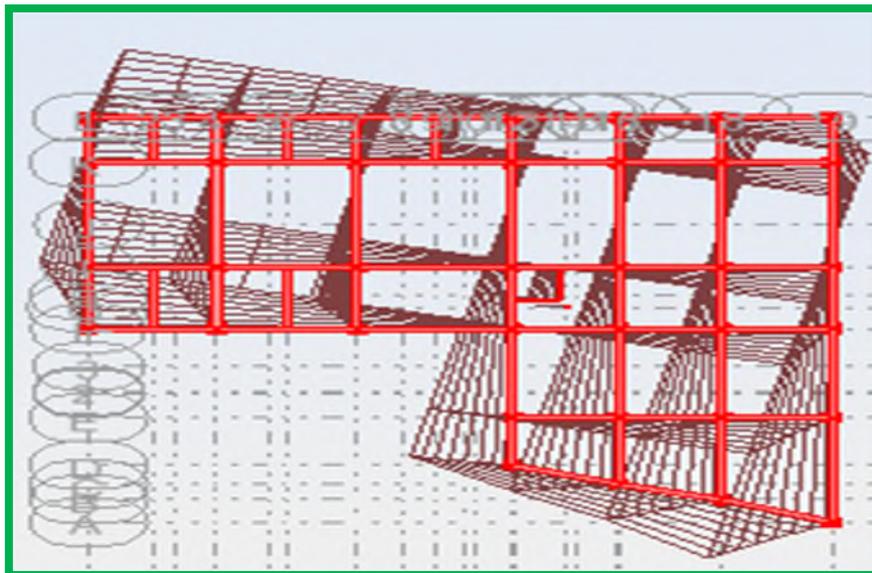
✓ **Mode 01**



**Figure 4.3.** Premier mode de déformation (translation suivant y)

✓ **Mode 02**

**Figure 4.4** Deuxième mode de déformation (translation suivant x).

✓ **Mode 03**

**Figure 4.5.** Troisième mode de déformation (rotation autour de z)

➤ **Résultats obtenus**a). **Périodes de vibration et participation massique**

**Tableau 4.3.** Modes et périodes de vibration et taux de participation massique

Modes	Périodes	Masse modale		Masses cumulées	
	Sec	UX	UY	UX	UY
<b>Mode 1</b>	0,78	0,0333	<b>0,6939</b>	0,0333	0,6939

<b>Mode 2</b>	0,77	<b>0,6422</b>	0,0171	0,6755	0,7110
<b>Mode 3</b>	0,66	0,0826	0,0261	0,7581	0,7371
<b>Mode 4</b>	0,26	0,1125	0,0004	0,8706	0,7375
<b>Mode 5</b>	0,24	0	0,1393	0,8706	0,8769
<b>Mode 6</b>	0,21	0,0135	0,0052	0,8841	0,8820
<b>Mode 7</b>	0,18	0,0005	0	0,8846	0,8820
<b>Mode 8</b>	0,17	0	0	0,8846	0,8821
<b>Mode 9</b>	0,17	0	0	0,8846	0,8821
<b>Mode 10</b>	0,16	0	0	0,8846	0,8821
<b>Mode 11</b>	0,16	0,0001	0	0,8847	0,8821
<b>Mode 12</b>	0,14	0,0459	0,0003	<b>93,06</b>	0,8825
<b>Mode 13</b>	0,12	0	0,0524	93,06	<b>0,9349</b>

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences de RPA sont vérifiées les modes de vibration sont montrés sur les fig 4.3 4.4 4.5

### b). Justification de l'interaction "Voiles-portiques"

- **Sous charge verticale**

$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$  Pourcentage des charges verticales reprises par les

portiques  $\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$  Pourcentages des charges verticales reprises par les voiles

**Tableau 4.4.** Vérification sous charges verticales

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Charges reprises (%)	
	<i>PORTIQUE</i>	<i>VOILE</i>	<i>PORTIQUE</i>	<i>VOILE</i>
<b>RDC</b>	43980,38	5305,72	89,23	10,77

<b>Soupenete 1</b>	38509,70	3986,96	90,62	9,38
<b>NIV1</b>	32626,09	3405,24	90,55	9,45
<b>NIV2</b>	26861,59	2779,01	90,62	9,38
<b>NIV3</b>	20867,50	2575,42	89,01	10,99
<b>NIV4</b>	15382,28	1969,27	88,65	11,35
<b>NIV5</b>	9689,29	1673,60	85,27	14,73
<b>Soupenete 2</b>	4784,20	803,54	85,62	14,38

➤ **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux

▪ **Sous charge horizontales**

$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$  Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques

$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$  Pourcentages des charges verticales reprises par les voiles

**Tableau 4.5.** Vérification sous charges horizontales

Sens	x-x				y-y			
	Portique KN	Voile KN	portique %	voile <sup>0</sup> %	portique KN	Voile KN	Portique %	voile <sup>0</sup> %
<b>RDC</b>	1634,48	482,34	77,21	22,79	1329,47	800,94	62,40	37,60
<b>Soupenete 01</b>	1474,74	590,41	71,41	28,59	1155,23	920,46	55,66	44,34

<b>Etage1</b>	1449,29	489,70	74,74	25,26	1172,25	776,59	60,15	39,85
<b>Etage2</b>	1213,05	540,02	69,20	30,80	1213,76	554,79	68,63	31,37
<b>Etage3</b>	1128,16	390,25	74,3	25,70	941,36	600,69	61,05	38,95
<b>Etage4</b>	806,83	431,08	65,18	34,82	1006,50	263,31	79,26	20,74
<b>Etage5</b>	547,60	364,64	59,99	40,01	473,28	474,98	49,91	50,09
<b>Soupen 02</b>	420,09	108,64	79,45	20,55	492,60	74,16	86,92	13,08

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge horizontale est justifiée

#### 4.4. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. **Le RPA99 (art.7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante

$$N_{rd} = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré

**Tableau 4.6.** Vérification de l'effort normal réduit

<b>NIVEAUX</b>	<b>N(KN)</b>	<b>B(m<sup>2</sup>)</b>	<b>Fc28 (MPA)</b>	<b>Nr (MN)</b>	<b>observation</b>
<b>RDC</b>	3041,342	0,49	25	0,248	<b>Vérifiée</b>
<b>Soupen 1</b>	2946,02	0,4225	25	0,279	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 1et2</b>	2490,55	0,36	25	0,277	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 3et4</b>	1657,58	0,25	25	0,268	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage5+</b>	654,94	0,16	25	0,164	<b>Vérifiée</b>
<b>Soupen2</b>					

#### 4.5. 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 combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{sta}$ .

**Tableau 4.7.** Vérification de la résultante des forces sismiques

Résultante des forces sismiques	$V_{dyn}$ (KN)	$V_{sta}$ (KN)	$V_{dyn}/V_{sta}$	Observation
Sens x-x	2099,98	3042,00	0,69	Vérifiée
Sens y-y	2207,68	3042,00	0,73	Vérifiée

On voit bien que  $V_{dyn} \leq 0,8V_{sta}$ , donc les paramètres de la réponse calculés seront majorés

Avec  $E_x = 1,16$   $E_y = 1,10$

#### 4.6. 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

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec

$\delta_k$  : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA (Art4.43)

$\delta_{ek}$  : 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 4.8

**Tableau 4.8.** Vérification des déplacements relatifs sens x-x

Niveaux	$\Delta e_k$ (m)	$\delta K$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta K$ (m)	$\Delta k / h_k$ %	Observation
<b>RDC</b>	0,0016	0,008	0	0,008	0,002247	<b>vérifiée</b>
<b>Soupent 1</b>	0,0032	0,016	0,008	0,008	0,002666	<b>vérifiée</b>
<b>Etage1</b>	0,0056	0,028	0,016	0,012	0,003921	<b>vérifiée</b>
<b>Etage2</b>	0,008	0,04	0,028	0,012	0,003921	<b>vérifiée</b>
<b>Etage3</b>	0,0104	0,052	0,04	0,012	0,003921	<b>vérifiée</b>
<b>Etage4</b>	0,0124	0,062	0,052	0,01	0,003267	<b>vérifiée</b>
<b>Etage5</b>	0,0146	0,073	0,062	0,011	0,003666	<b>vérifiée</b>
<b>Soupent 2</b>	0,0156	0,078	0,073	0,005	0,001666	<b>vérifiée</b>

**Tableau 4.9.** Vérification des déplacements relatifs sens y-y

Niveaux	$\Delta e_k$ (m)	$\delta K$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta K$ (m)	$\Delta k / h_k$ %	Observation
<b>RDC</b>	0,0010	0,005	0	0,005	0,00140	<b>vérifiée</b>
<b>Soupent 1</b>	0,0012	0,006	0,005	0,001	0,00033	<b>vérifiée</b>
<b>Etage1</b>	0,0020	0,01	0,006	0,004	0,00130	<b>vérifiée</b>
<b>Etage2</b>	0,0030	0,015	0,01	0,005	0,00163	<b>vérifiée</b>
<b>Etage3</b>	0,0040	0,020	0,015	0,005	0,00163	<b>vérifiée</b>
<b>Etage4</b>	0,0048	0,024	0,020	0,004	0,00130	<b>vérifiée</b>
<b>Etage5</b>	0,0058	0,029	0,024	0,005	0,00166	<b>vérifiée</b>
<b>Soupent 2</b>	0,0064	0,032	0,029	0,003	0,00100	<b>vérifiée</b>

#### 4.7. Justification vis à vis de l'effet P-Δ.

Les effets du 2<sup>ième</sup> 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

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1$$

**PK**: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k"

**VK**: effort tranchant d'étage au niveau "k"

**ΔK**: déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

**hK**: hauteur de l'étage "k"

**Tableau 4.10.** Vérification de l'effet P-Δ

Niveaux	h(m)	P <sub>k</sub> (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ <sub>k</sub> (m)	V <sub>k</sub> (KN)	θ <sub>k</sub>	Δ <sub>k</sub> (m)	V <sub>k</sub> (KN)	θ <sub>k</sub>
<b>RDC</b>	3,56	49286,11	0,008	2117,02	0,052	0,005	2130,41	0,032
<b>Soupent 1</b>	3,00	42496,65	0,008	2064,85	0,055	0,001	2075,09	0,007
<b>Etage1</b>	3,06	36031,32	0,012	1938,98	0,073	0,004	1948,35	0,024
<b>Etage2</b>	3,06	29640,60	0,012	1753,07	0,066	0,005	1768,77	0,027
<b>Etage3</b>	3,06	23442,92	0,012	1518,42	0,061	0,005	1542,05	0,025
<b>Etage4</b>	3,06	17351,55	0,01	1237,90	0,046	0,004	1269,81	0,018
<b>Etage5</b>	3,00	11362,89	0,011	912,3	0,046	0,005	948,26	0,020
<b>Soupent 2</b>	3,00	5587,74	0,005	528,55	0,018	0,003	566,76	0,010

#### **4.8.Conclusion**

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

# Chapitre 5

*Ferraillage des éléments*

*Structuraux*

# Chapitre 5 Ferraillage des éléments structuraux

## 5.1 Les poutres

### 5.1.1. Introduction

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferraillage 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 données par le logiciel Robot 2014, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99 Version 2003 suivantes :

- 1).  $1.35G+1.5Q$
- 2).  $G+Q$
- 3).  $G+Q+E$
- 4).  $G+Q-E$
- 5).  $0.8G+E$
- 6).  $0.8G-E$

### 5.1.2 Recommandations du RPA99

#### ❖ 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  $40\Phi$  en zone IIa.

Avec :  $\Phi$  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  $90^\circ$ . 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.

#### **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 :

- $St \leq \min (h/4; 12\Phi)$  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 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.

### **5.1.3. Calcul du ferrailage**

#### **5.1.3.1\_ Ferrailage longitudinale**

- **Exemple de calcul**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×55) la plus sollicitée avec les sollicitations suivantes

$$M_t = 93,38 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_a = 228,24 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$V^{max} = 370,43 \text{ KN}$$

- **Armatures en travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0,09338}{0,3 \cdot 0,53^2 \cdot 14,20} = 0,078$$

$$\mu_{bu} = 0,078 < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0,101$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,1 (1 - 0,4 \times 0,101) = 0,51 \text{ m.}$$

$$A = \frac{M_t}{z * f_{st}} = \frac{0,09338}{0,51 * 348} = 5,27 \text{ cm}^2$$

- **Armatures en appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0,228}{0,3 \cdot 0,53^2 \cdot 14,20} = 0,19$$

$$\mu_{bu} = 0,19 < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0,267$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,1 (1 - 0,4 \times 0,267) = 0,47 \text{ m.}$$

$$A = \frac{M_a}{z * f_{st}} = \frac{0,228}{0,47 * 348} = 13,87 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

**Tableau 5.1.** Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveau	Type de poutre	section	localise	M KN*m	V (KN)	A calcul cm <sup>2</sup>	Amin cm <sup>2</sup>	Adopté cm <sup>2</sup>	N <sup>bar</sup> barres
Sous –sol, RDC et 1 <sup>er</sup> soupenste	Poutre Principale	30×55	Appuis	228,47	370,43	13,87	8,25	14,04	3HA20+ 3HA14
			Travée	93,38		5,27		9,24	6HA14
	Poutre	30×45	Appuis	162,60	230,07	18,70	6,75	18,85	6HA20

	<i>secondaire</i>		Travée	143,21		10,65		12,06	6HA16
<b>Etage1+ Etage 2</b>	<i>Poutre Principale</i>	30×55	Appuis	210,25	366,43	12,63	8,25	14,04	3HA20+
			Travée	152,47		8,87		9,24	6HA14
	<i>Poutre secondaire</i>	30×45	Appuis	219,21	155,49	17,60	6,75	18,85	6HA20
			Travée	135,47		11,43		12,06	6HA16
<b>Etage3+ Etage 4</b>	<i>Poutre Principale</i>	30×55	Appuis	191,29	258,44	11,36	8,25	12,06	6HA16
			Travée	120,85		6,90		8,01	3HA14+ 3HA12
	<i>Poutre secondaire</i>	30×45	Appuis	177,95	128,51	13,67	6,75	14,04	3HA20+ 3HA14
			Travée	114,55		8,31		8,01	3HA14+ 3HA12
<b>Etage 5+ soutente</b>	<i>Poutre Principale</i>	30×55	Appuis	116,62	148,70	6,63	8,25	6,79	6HA12
			Travée	113,00		6,45		6,79	6HA12
	<i>Poutre secondaire</i>	30×45	Appuis	100,93	80,31	7,24	6,75	8,01	3HA14+ 3HA12
			Travée	75,15		5,28		6,79	6HA12

#### 5.1.4. Vérification des armatures selon le RPA 99

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales**

- **Poutre principale**

En zone courante :  $A_{max} = 4\% b \times h = 0,04 \times 30 \times 55 = 66 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement:  $A_{max} = 6\% b \times h = 0,06 \times 30 \times 55 = 99 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

- **Poutre secondaires**

En zone courante :  $A_{max} = 4\% b \times h = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement:  $A_{max} = 6\% b \times h = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

- **Les longueurs de recouvrement**

$L_r > 40 \times \emptyset$  en zone II  $L_r > 40$

$\emptyset = 20\text{mm}$   $L_r > 40 \times 20 = 80\text{cm}$  on adopte  $L_r = 85\text{cm}$

$$\emptyset = 16\text{mm} \quad L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm} \quad \text{on adopte } L_r = 65\text{cm}$$

$$\emptyset = 14\text{mm} \quad L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm} \quad \text{on adopte } L_r = 60\text{cm}$$

$$\emptyset = 12\text{mm} \quad L_r > 40 \times 12 = 48\text{cm} \quad \text{on adopte } L_r = 50\text{cm}$$

### 5.1.5. Les armatures transversales

#### ✓ Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que

$$\tau_u \leq \tau_u^-$$

$$\text{Tel que } \tau_u = V_{\max}/b \cdot d$$

**BAEL91 (Art H.III.2)**

$$\text{Fissuration peu nuisible } \tau_u^- = \min(0,133 \times f_{c28}; 5\text{Mpa}) \Rightarrow \tau_u^- = 3,33\text{Mpa}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant

**Tableau 5.2.** Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	Vu (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\tau_u^-$ (MPa)	Observation
Principales	370,43	2,30	3,33	Vérifiée
Secondaires	230,07	1,78	3,33	Vérifiée

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

#### ✓ Les diamètres des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par

$$\emptyset \leq \min\left(\emptyset_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\emptyset \leq \min\left(1,2; \frac{55}{35}; \frac{30}{10}\right) \Rightarrow \emptyset \leq \min(1,2; 1,57; 3)$$

$$\emptyset = 1,2 \text{ cm soit } \emptyset = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Donc on opte pour } A_t = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres

#### ✓ Calcul des espacements des armatures transversales Selon RPA99 Art (7.5.2.2)

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \emptyset_t\right)$$

#### ✓ Zone nodale

**Poutre principale**

$$S_t \leq \min \left( \frac{55}{4}; 12 \times 1,2 \right) = 13,75 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

**Poutre secondaire**

$$S_t \leq \text{Min} \left( \frac{45}{4}; 12 \times 1,2 \right) = 11,25 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

✓ **Zone courante**

$$St \leq h/2 = 55/2 = 27,5 \text{ cm} \quad \text{Soit } St = 15 \text{ cm pour la poutre principale}$$

$$St \leq h/2 = 45/2 = 22,5 \text{ cm} \quad \text{Soit } St = 15 \text{ cm pour la poutre principale}$$

✓ **Vérification des sections d'armatures transversales**

**Poutre principale**

$$A_t^{min} = 0,003 \times St \times h = 0,003 \times 15 \times 55 = 2,47 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_t^{min} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Poutre secondaire**

$$A_t^{min} = 0,003 \times St \times h = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,02 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_t^{min} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

❖ Appuis de rives  $A_l > \frac{V_u \times y_s}{f_e} \dots \dots \dots (1) \text{ BAEL91 (Art H.IV.2)}$

❖ Appuis intermédiaires  $A_l > \frac{y_s}{f_e} \times \left( V_u - \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) \dots \dots (2)$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après 14,04

**Tableau 5.3.** Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	Al cm <sup>2</sup>	Vu (KN)	Ma (KN*m)	Al (riv cm <sup>2</sup> )	Al (int cm <sup>2</sup> )	Observation
<b>Principales</b>	14,04	370,66	236,78	10,64	-4,24	<b>Vérifiée</b>
<b>Secondaires</b>	18,85	230,07	162,60	4,67	-6,05	<b>Vérifiée</b>

**5.1.5. Vérification à l'ELS**

➤ **Etat limite de compression du béton**

$$b \cdot y^2 / 2 + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A' \cdot d = 0$$

$$I = b \cdot y^3 / 3 + 15 [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot y / I$$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après

**Tableau 5.4.** Vérification de l'état limite de compression du béton 2

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I(cm <sup>4</sup> )	Y(cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	209,77	228105	17,78	13,90	15	vérifiée
	Travée	111,58	332074	22,01	8,79	15	Vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	163,00	229290	20,56	14,64	15	Vérifiée
	Travée	99,58	171223	17,52	10,18	15	Vérifiée

➤ **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si

$$1) \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h_t}{l} > \frac{Mt}{10M0} \quad 3) \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

**Tableau 5.5.** Vérification de la flèche pour les poutres

	ht	b	L	As	h <sub>t</sub> /L	Mt/10M0	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	4,2/fe	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{Mt}{10M0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
PP	55	30	6,7	9,24	0,082	0,075	0,009	0,01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	45	30	5,5	12,06	0,081	0,075	0,003	0,01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées

5.1.6. Schéma de ferraillage des Poutres

Le ferraillage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous

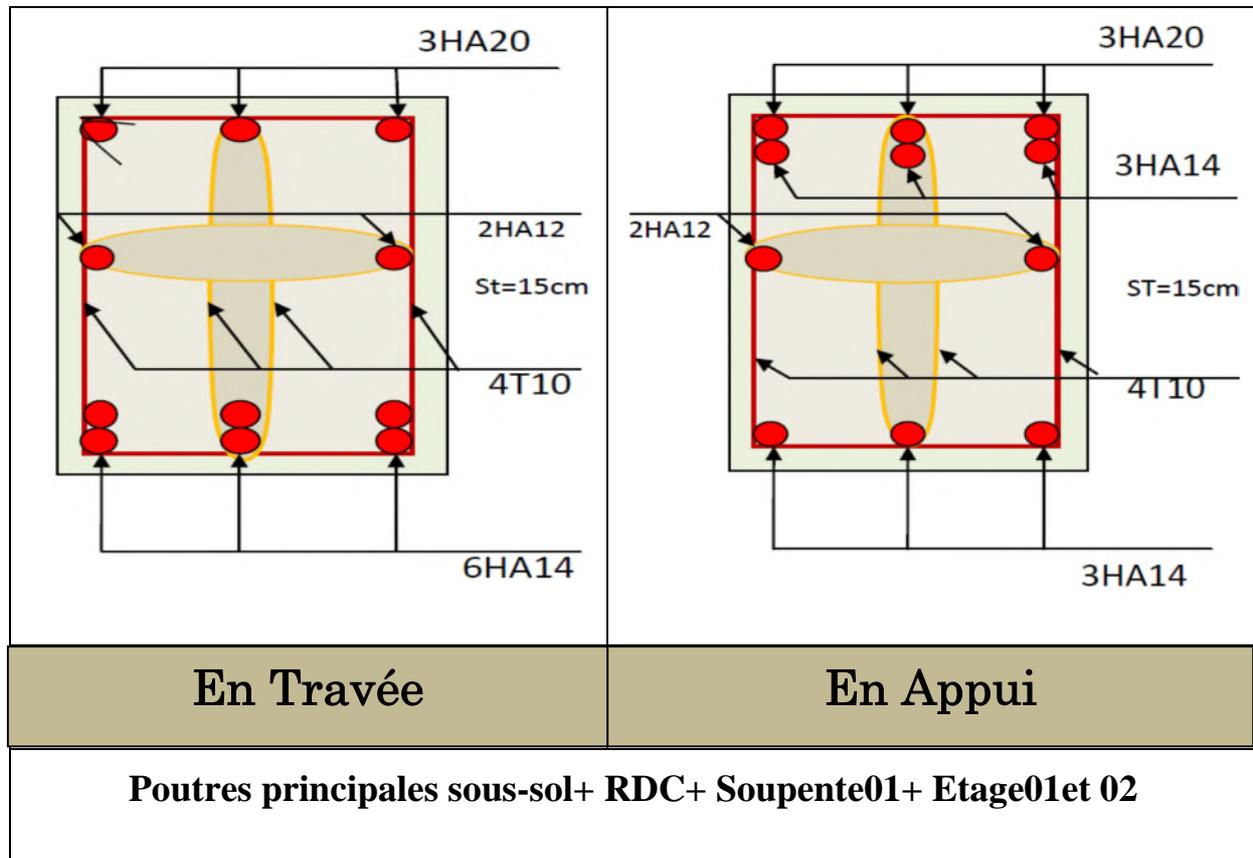


Figure 5.1. Poutres principales sous-sol+ RDC+ Soupente01+ Etage01et 02

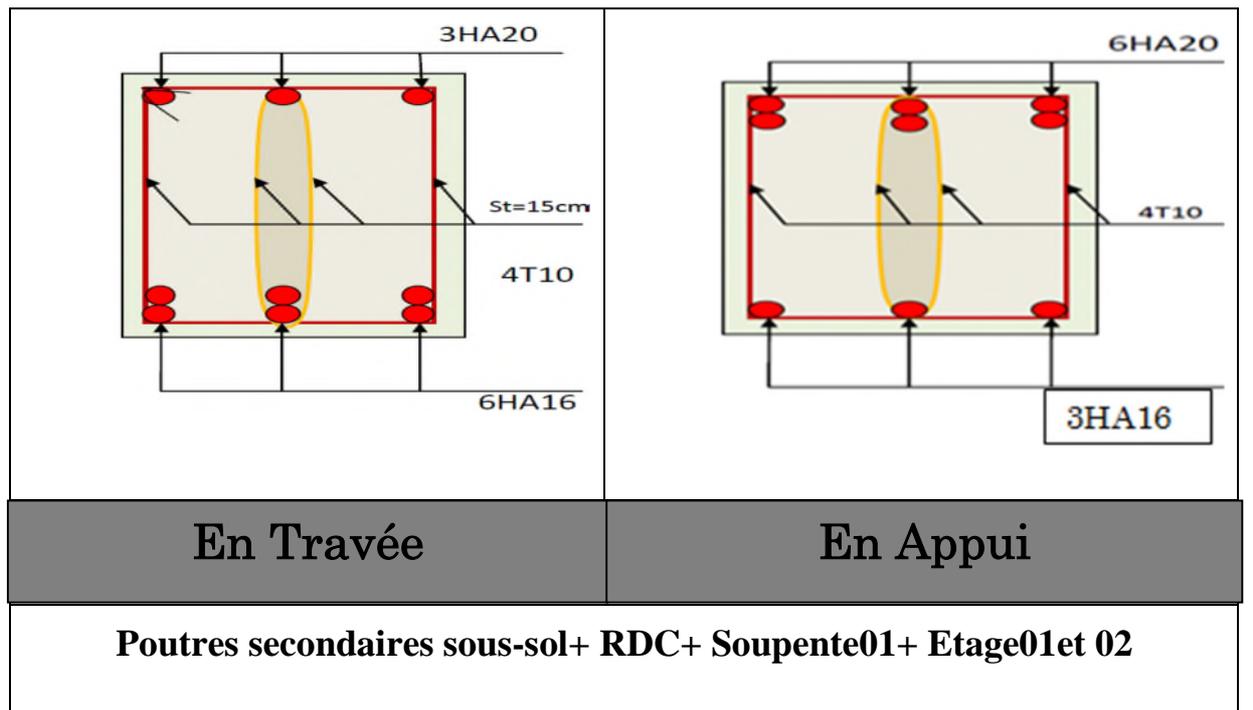
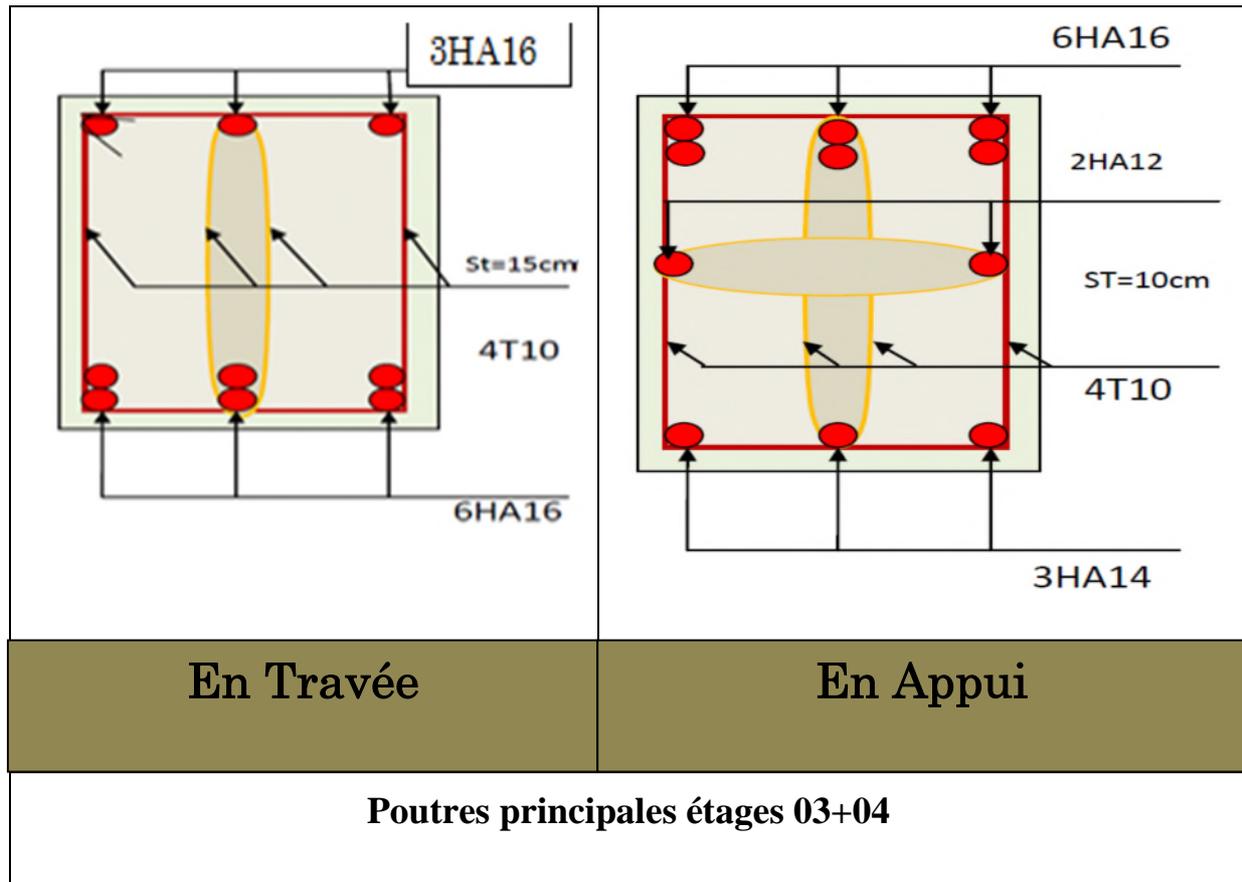


Figure 5.2. Poutres secondaires sous-sol+RDC+ Spte1+Etage1et2



.Figure 5.3. Poutres principales étages 03+04

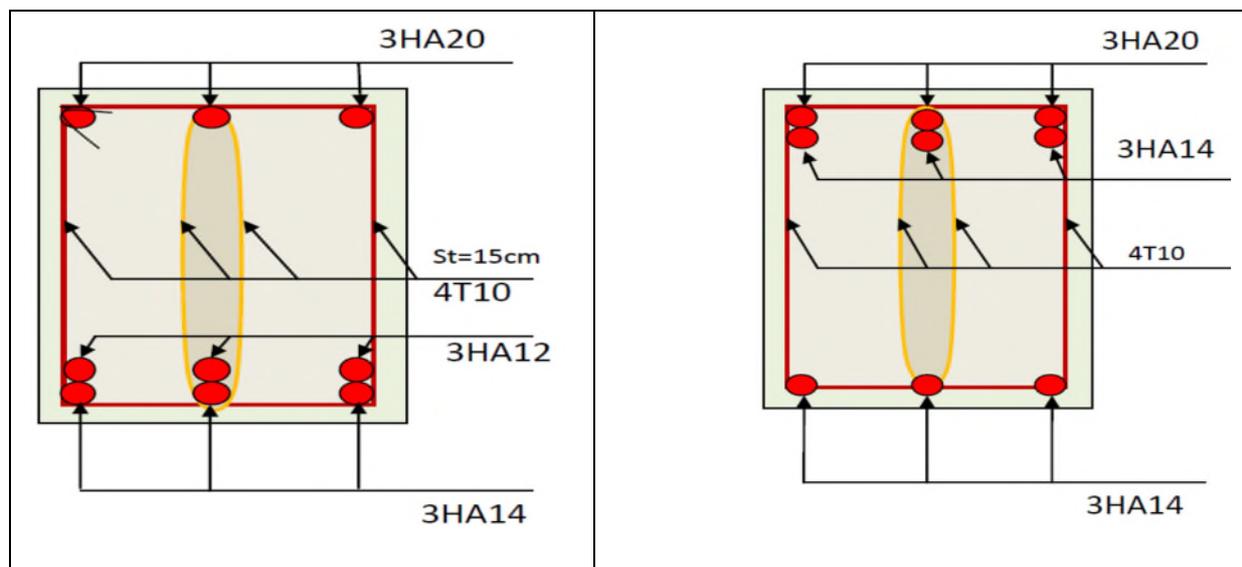


Figure 5.4. Poutres secondaires étages 03+04

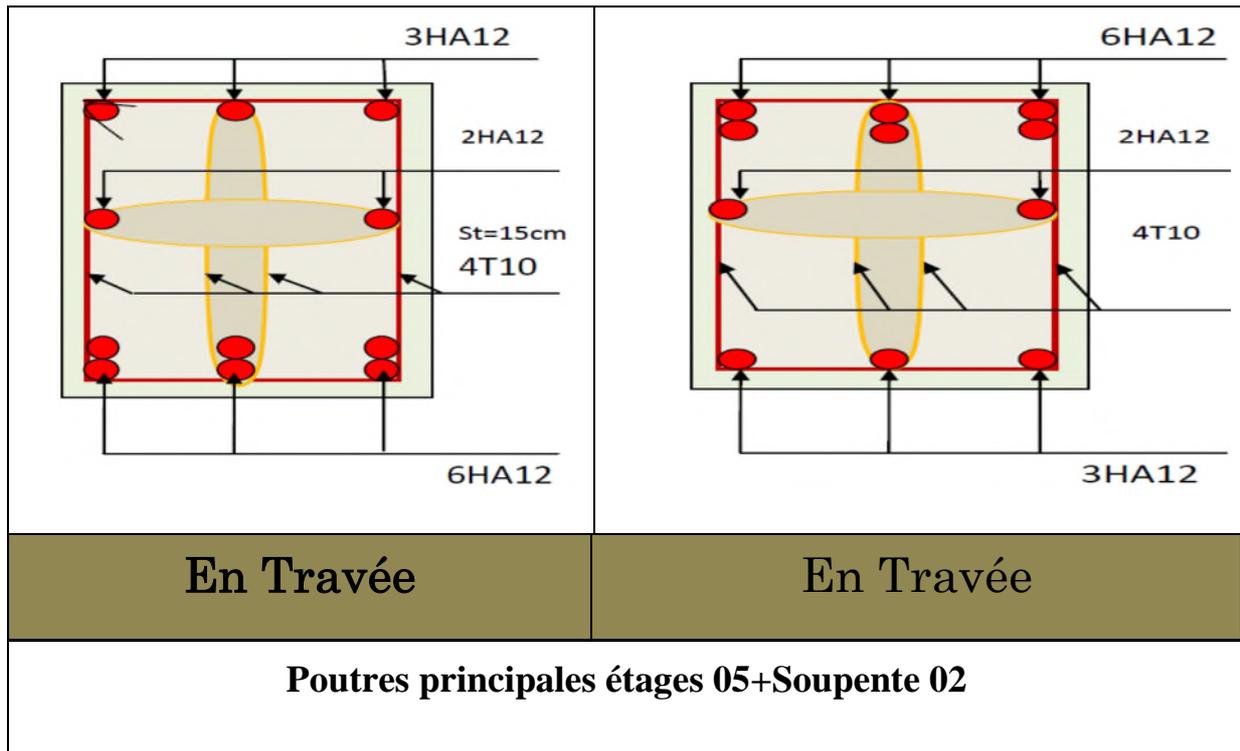


Figure 5.5. Poutres principales étages 05+Soupenite 02

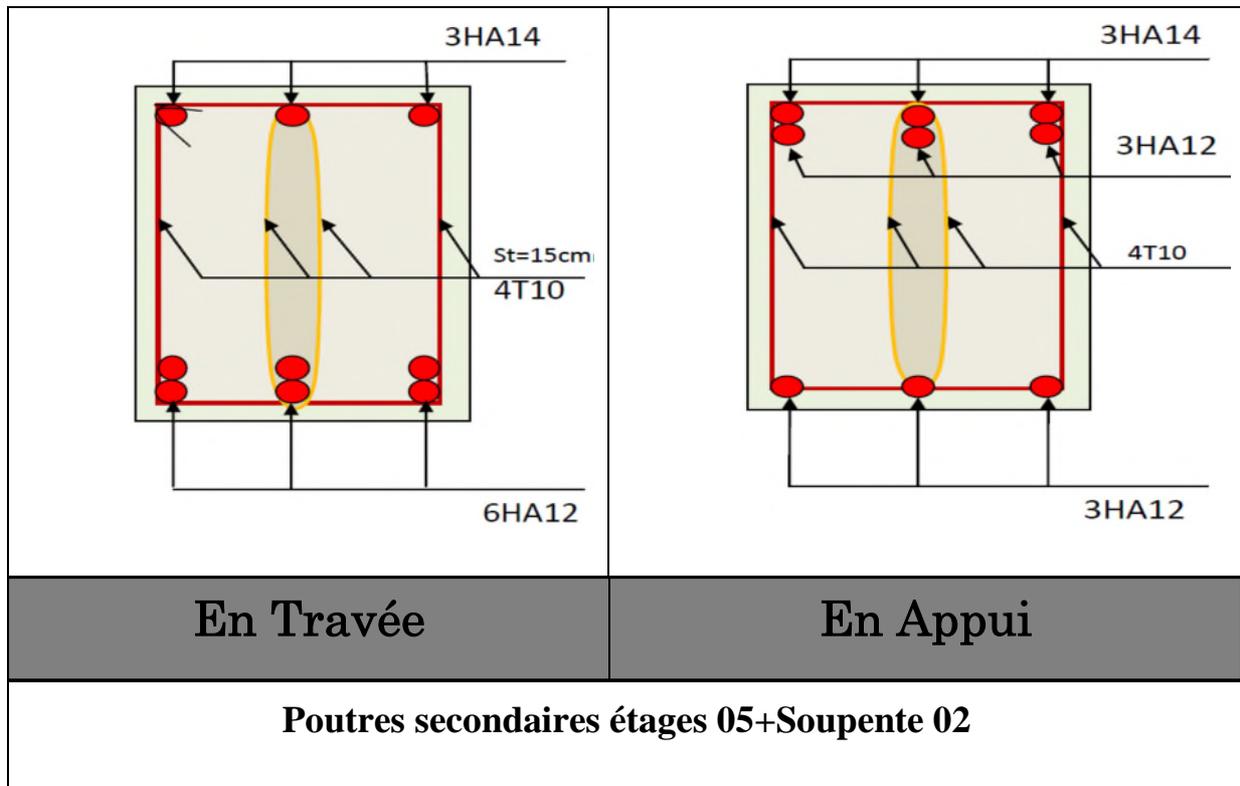


Figure 5.6. Poutres secondaires étages 05+Soupenite 02

## 5.2. Etude des poteaux

### 5.2.1. 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 ROBO 2014

1).  $1.35G+1.5Q$

2).  $G+Q$

3).  $G+Q+E$

4).  $G+Q-E$

5).  $0.8G+E$

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.

### 5.2.2. Recommandations du RPA99 (version 2003)

#### ✓ 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).

$\Phi_{\min} = 12\text{mm}$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).

La longueur minimale de recouvrement ( $L_{\min}$ ) est de  $40\Phi$  en zone IIa.

La distance ou espacement ( $S_t$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (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  $h'$

$$l' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right\} \text{ cm}$$

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous

**Tableau 5.6.** Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	section du poteau ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\max}$ ( $\text{cm}^2$ ) Zone courante	$A_{\max}$ ( $\text{cm}^2$ ) zone de recouvrement
<b>RDC+ Sous sol</b>	70*70	39,2	196	294
<b>Soupenite</b>	65*65	33,80	169	253,5
<b>Etage 1 + 2</b>	60*60	28,80	144	216
<b>Etage 2 +3</b>	50*50	20,00	100	150
<b>Etage 5 + soupenite</b>	40*40	12,80	64	96

#### ✓ Armatures transversale

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

$V_u$  : 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.

$\rho_a$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort

Tranchant ; il est pris égale à

- 2.5 Si  $\lambda_g \geq 5$  ( $\lambda_g$  : l'élancement géométrique),
- 3.75 Si  $\lambda_g < 5$

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 :  $t \leq \text{Min}(10\Phi_{L\text{min}}, 15\text{cm})$  (en zones IIa).
- dans la zone courante :  $t \leq 15\Phi_{L\text{min}}$  (en zones IIa).

La quantité d'armatures transversales minimale  $A_t/t.b_1$ , en % est donnée comme suit

Si  $\lambda_g \geq 5$  : 0.3%

Si  $\lambda_g \leq 3$  : 0.8%

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs précédentes

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\Phi_t$  (au minimum)

### 5.2.3. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel Robo2014, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après

**Tableau 5.7.** Sollicitations dans les poteaux

Niveau	Max. →Mcor		Mmax →Ncor		Nmin →Mcor	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
<b>RDC+ Sous sol</b>	3413,42	37,61	246,48	1457,62	-1132,66	193,63
<b>Soupenste</b>	2946,02	124,48	221,11	1796,93	-589,64	77,47
<b>Etage 1 + 2</b>	2490,55	91,18	206,45	1255,89	-271,46	38,78
<b>Etage 2 +3</b>	1657,58	70,46	174,3	706,19	-25,1	9,66
<b>Etage 5 + soupenste</b>	863,79	64,9	115,97	249,72	-42,42	17,57

#### 5.2.4. 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 :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = 3413.124 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 37.61 \text{ KN.m (ELU)}$
- $M_{max} = 246.48 \text{ KN.m} \rightarrow N_{cor} = 1457.62 \text{ KN (0,8G+Ey)}$
- $N_{min} = -589.64 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 77.47 \text{ KN.m (G+Q+Ex)}$

##### ➤ .Calcul sous $N_{max}$ et $M_{cor}$

$d = 0,65\text{m}; d' = 0.05\text{m}.$

$N_{max} = 3413.124 \text{ KN}$  (effort de compression) (ELU)

$M = 37.61 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = M/N = 0.0110\text{m}$

$e_G < h/2 = 0.70/2 = 0.35\text{m} \rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA')

Il faut vérifier la condition suivante

$$(a) \leq (b)$$

$$(a) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 37,61 + 3413,42 \times (0,65 - 0,70/2) = 1061,546 \text{ KN.m}$$

$$a = (0,337 \times 0,7 - 0,81 \times 0,05) \times 0,7 \times 0,7 \times 14,20 = 1,359$$

$$b = [3413,42 \times (0,65 - 0,05) - 1061,546] \times 10^{-3} = 0,98$$

$(0,337 \times 0,7 - 0,81 \times 0,05) \times 0,7 \times 0,7 \times 14,20 = 1,359 > [3413,42 \times (0,65 - 0,05) - 1061,546] \times 10^{-3} = 0,98$  condition n est pas vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1,061}{0,7 \times 0,65^2 \times 14,20} = 0,25$$

$$\mu_{bu} = 0,25 < \mu_1 = 0,39 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0,369$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,1(1 - 0,4 \times 0,369) = 0,55 \text{ m.}$$

$$A_l = \frac{M_t}{z * f_{st}} = \frac{0,09338}{0,51 * 348} = 55,019 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 55,019 - \frac{3,41312}{348} = -43,059 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul sous Mmax et Ncor**

$$M = 246,48 \text{ KN.m} \quad N = 1457,62 \text{ KN}$$

$e_G = 0,169 < h/2 = 0,70/2 = 0,35 \text{ m} \rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA')

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 246,48 + 1457,62 \times (0,65 - 0,70/2) = 683,76 \text{ KN.m}$$

$(0,337 \times 0,7 - 0,81 \times 0,05) \times 0,7 \times 0,7 \times 14,20 = 1,359 > [3413,42 \times (0,65 - 0,05) - 1061,546] \times 10^{-3} = 0,19$  condition n est pas vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_b = 0,16 < \mu_l = 0,39 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,219 \quad z = 0,593 \text{ m} \quad A_l = 33,06 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 33,06 - \frac{1,457}{348} = -8,78 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul sous Nmin et Mcor**

$$M = 193,63 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad N = -1132,66 \text{ KN}$$

$e_G = 0,17 < h/2 = 0,70/2 = 0,35 \text{ m} \rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA') N c'est effort de traction

Donc la section est entièrement tendue

$$A' = \frac{N_u \cdot e_2}{(d-d') \cdot f_{s10}}$$

$$A = \frac{N_u \cdot e_1}{(d-d') \cdot f_{s10}}$$

$$e_1 = \frac{h}{2} + e_G - d' = 0,47 \text{ m}$$

$$e_2 = (d-d') - e_1 = 0,13 \text{ m}$$

$$\begin{cases} A' = 7,00 \text{ cm}^2 \\ A = 25,50 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux

**Tableau 5.8.** Ferrailage des poteaux

Niveau	Sections	A(cm <sup>2</sup> )	ARPA (cm <sup>2</sup> )	Aadap (cm <sup>2</sup> )	Barres
<b>RDC+ Sous sols</b>	70*70	25,50	39,2	41,21	8HA20+8HA16
<b>Soupenste</b>	65*65	12,94	33,80	36,70	4HA20+12HA16
<b>Etage 1 + 2</b>	60*60	6,28	28,80	30,29	12HA16+4HA14
<b>Etage 3+4</b>	50*50	1,01	20,00	21,36	8HA14+8HA12
<b>Etage 5 + soupenste</b>	40*40	0,77	12,80	13,57	12HA12

**5.2.5. Armatures transversales**

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux

**Tableau 5.9.** Calcul des armatures transversales

Sections	$\varnothing_l^{min}$ Cm	Vd(KN)	Lr cm	St zone nodale	St zone courante	$A_t$ $cm^2$	$A^{min}$ $cm^2$	At adop	Barres
<b>70*70</b>	1,2	104,06	48	10	15	1,39	3,15	4,02	8HA8
<b>65*65</b>	1,6	155,25	64	10	15	2,24	2,92	3,02	6HA8
<b>60*60</b>	1,4	115,00	56	10	15	1,79	2,70	3,02	6HA8
<b>50*50</b>	1,2	94,53	48	10	15	1,77	2,25	3,02	6HA8
<b>40*40</b>	1,2	88,03	48	10	15	2,06	1,80	3,02	6HA8

**5.2.6. Vérifications**

**a).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

$$\sigma_{bc1,2} \leq \sigma_{bc}^-$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{s} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}}$$
 ..... béton fibre supérieure
 
$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{s} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}}$$
 .....béton fibre inférieure

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène)}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \times \left(\frac{h}{2} - V\right)$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d\right)$$

$$I_{gs} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s' \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$\sigma_{bc}^- = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants

**Tableau 5.10.** Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

Niveau	Sous sol +RDC	Souvent 1	Etage 1+ 2	Etage 3+ 4	Etage 5+souvent 2
Section	70*70	65*65	60*60	50*50	40*40
D (cm)	65	60	55	45	35
A' (cm <sup>2</sup> )	42,22	36,70	30,29	21,36	13,57
A (cm <sup>2</sup> )	42,22	36,70	30,29	21,36	13,57
V (m)	0,62	0,58	0,53	0,44	0,35
V' (m)	0,071	0,067	0,06	0,051	0,040
I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> )	0,057	0,042	0,032	0,015	0,0062
N <sup>ser</sup> (KN)	2494,09	2155,16	1822,58	1212,83	631,94
M <sup>ser</sup> (KN.m)	81,01	112,98	119,35	124,39	80,81
M <sup>Gser</sup> (KN.m)	754,4	662,54	538,54	354,82	175,60
σ <sub>bc1</sub> (Mpa)	4,90	5,60	6,07	7,50	3,85
σ <sub>bc2</sub> (Mpa)	4,14	4,04	4,05	3,6	2,81
σ <sub>bc</sub> <sup>-</sup> (Mpa)	15	15	15	15	15
Obs	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée

### B .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  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante

$$\tau_{bu}^- = \rho_d \times f_{28}$$

Avec

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant

**Tableau 5.11.** Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveau	Section (cm)	$\lambda g$	$\rho d$	d (cm)	$V_u$ (KN)	$\tau$ (MPa)	$\tau_{adm}$ (MPa)
RDC+ Sous sols	70*70	3,56	0,04	65	104,06	0,096	1
Soupenne	65*65	3,23	0,04	60	155,25	0,148	1
Etage 1 + 2	60*60	3,57	0,04	55	115,00	0,171	1
Etage 3+4	50*50	4,28	0,04	45	94,53	0,22	1
Etage 5 + soupenne	40*40	5,25	0,075	35	88,03	0,175	1,875

**c). 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 (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

**➤ Critère de la stabilité de forme**

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots\dots\dots \text{Art (B.8.2.1)}$$

-  $A_s$  : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

-  $B_r$  : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace  $\alpha$  par  $\alpha / 1.10$ .

L'élanement mécanique est donné par :

$$\lambda = \frac{3.46 \cdot l_f}{b} \quad \text{pour les sections rectangulaires.}$$

$$l_f = 0.7 l_0 \quad \text{longueur de flambement.}$$

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de Calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$N_d = 3413,42 \text{ KN}$$

$$l_f = 0.7 l_0 = 0.7 \cdot 3,56 = 2,492 \text{ m}$$

$$B_r = (0,70 - 0,02) \times (0,70 - 0,02) = 0,4624 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 0,202 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2,492}{0,202} = 12,336 < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{12,336}{35}\right)^2} = 0,829$$

$$N_u = 0,829 \left[ \frac{0,4624 \cdot 25}{1,35} + \frac{42,2 \cdot 10^{-4} \cdot 400}{1,15} \right] = 8313,64 \text{ KN}$$

$N_d = 3413,42 \text{ KN} < N_u = 8313,64 \text{ KN}$  Donc pas de risque de flambement.

**Tableau 5.12.** Vérification au flambement

Niveau	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>f</sub> (m)	I (m <sup>4</sup> )	λ	A	As (cm <sup>2</sup> )	Br (m <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (KN)	N <sub>u</sub> (KN)
RDC+ Sous sol	3,56	2,492	0,02	12,336	0,829	41,21	0,4624	3413,42	8313,64
Soupente01	3,06	2,142	0,0148	11,42	0,832	36,70	0,3969	2946,02	7177,26
Etage 01 +02	3,06	2,142	0,0108	12,38	0,829	30,29	0,3364	2490,55	6037,74

<b>Etage 03 +04</b>	3.06	2.142	0,052	14,875	0,82	21,36	0,2304	1657,85	5717,00
<b>Etage 05+ Soupente 2</b>	3.00	2.1	0.00213	18,26	0,806	13,57	0,1444	863,79	2529,22
<b>Poteau galerie</b>	6,56	4,592	0,02	22,96	0,795	42,2	0,4624	3413,42	7915,8

On remarque bien que  $N_d < N_u$  pour tous les niveaux de notre structure, donc il n'y pas de risque de flambement.

#### 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

$$|MN|+|MS| \geq 1.25 \times (|MW|+|ME|)$$

d-1). Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant ( $M_R$ ) 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.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{Avec : } z = 0,9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants

**Tableau 5.13.** Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm)	Z (cm)	$A_s \text{ cm}^2$	$M_R \text{ (KN*m)}$
<b>RDC+ Sous sols</b>	70*70	0,63	42,22	925,63
<b>Soupenste</b>	65*65	0,585	36,7	747,14
<b>Etage 1 + 2</b>	60*60	0,54	30,29	569,21
<b>Etage 3+4</b>	50*50	0,45	21,36	334,49
<b>Etage 5 + soupenste</b>	40*40	0,36	13,57	170

**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

(Tab5.23). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central

**Tableau 5.14.** Vérification de la zone nodale ME

Niveau	MN	MS	$M_N + M_S$	MW	ME	$1,25(M_W + M_E)$	Obs
<b>RDC</b>	925,63	925,63	1851,26	265,67	265,67	664,75	Vérifiée
<b>Soupent 1</b>	747,13	747,13	1494,28	269,59	269,59	673,97	Vérifiée
<b>Etage1</b>	596,21	596,21	1138,48	265,67	265,67	664,75	Vérifiée
<b>Etage2</b>	596,21	596,21	1138,48	265,67	265,67	664,75	Vérifiée
<b>Etage3</b>	334,49	334,49	668,98	207,75	207,75	519,37	Vérifiée
<b>Etage4</b>	334,49	334,49	668,98	207,75	207,75	519,37	Vérifiée
<b>Etage5</b>	170	170	340	116,98	116,98	287,32	Vérifiée
<b>Soupent 2</b>	170	170	340	116,98	116,98	287,32	vérifiée

C.2.Schéma de ferraillage des Poteaux.

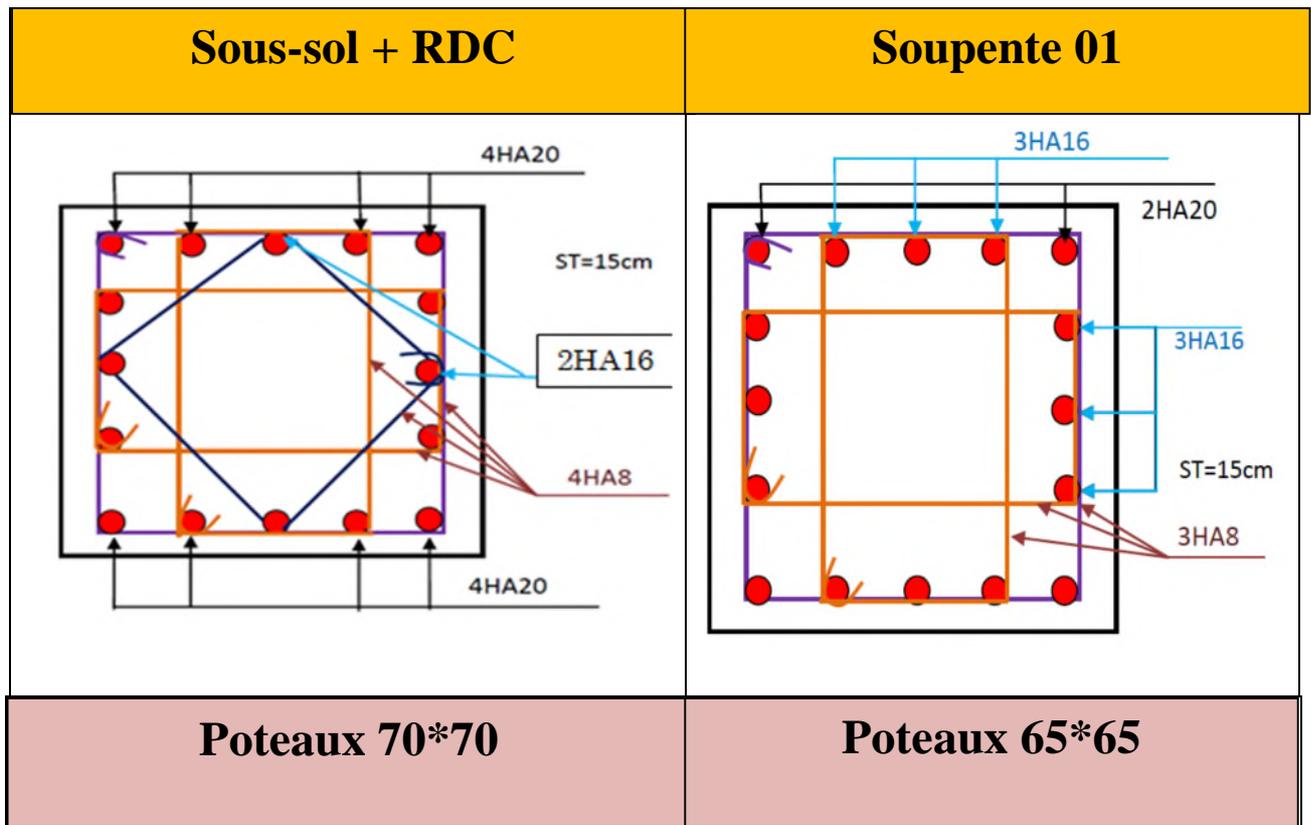


Figure 5.7. Ferraillage Soupente 01 Sous-sol + RDC

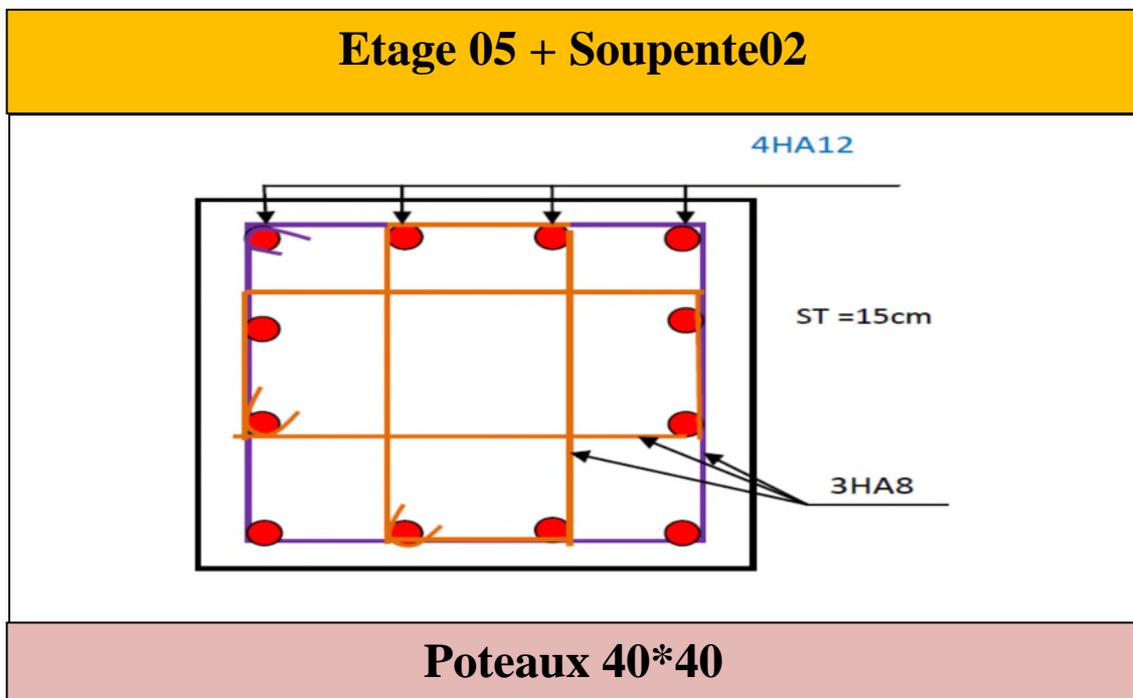
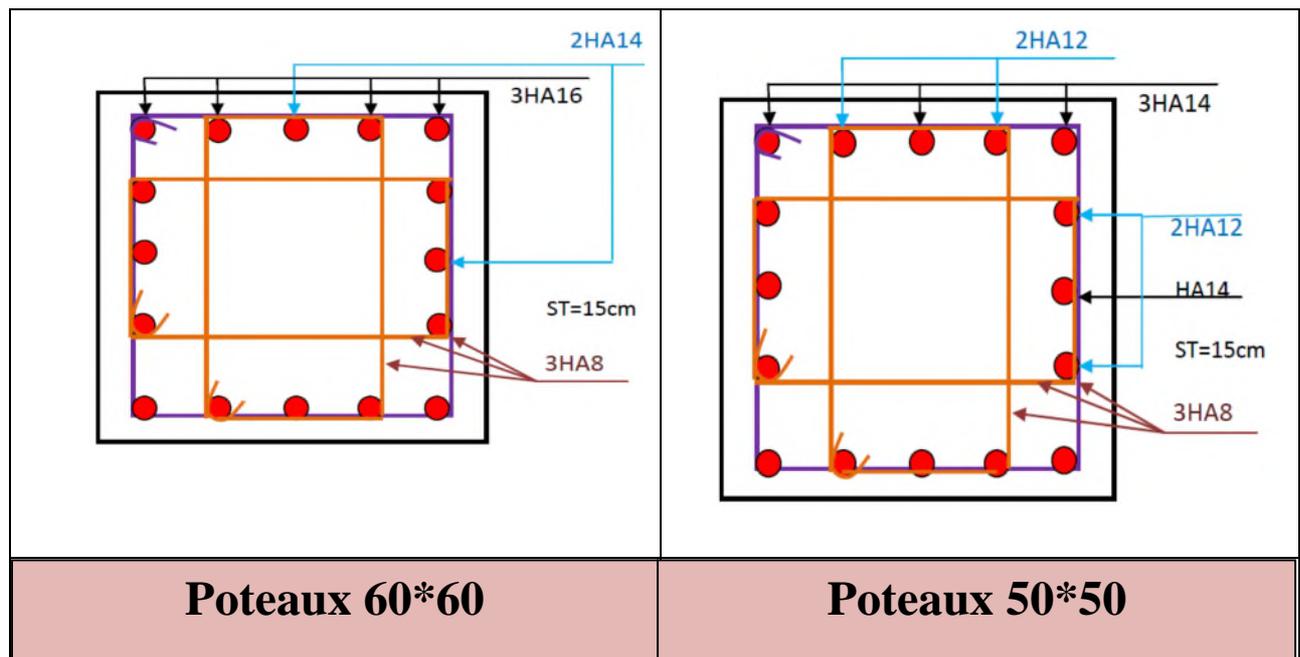


Figure 5.8. Ferraillage Soupente 01 Sous-sol + RDC



**Figure 5.9** Ferrailage Etage 01+02 Etage 03+04

- ✓ **Conclusion** : La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux

### 5.3. Étude des voiles

#### 5.3.1. 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).  $0.8G \pm E$

### 5.3.2. Recommandations du RPA99

#### 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  $St < e$ .

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 il doivent être disposé en deux nappes vers l'extérieur des voiles. Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $130^\circ$  ayant une longueur de  $10\Phi$ .

#### 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 :

–  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

–  $20\Phi$  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

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec } V = 1,4 V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement

### 5.3.3. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau 5.15.** Sollicitations max de calcul dans le voile Vy4

Niveau	Voile	Max. → Mcor		Mmax → Ncor		Nmin → Mcor		Vmax
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	KN
<b>RDC+ Sous sol</b>	Vy(4,1)	2076,30	533,53	533,53	2076,30	69,48	25,66	368,40
<b>Soupenite</b>	Vy (4,2)	1312,46	253,48	294,36	149,45	65,83	263,07	129,60

<b>Etage 1 + 2</b>	V <sub>y(4,3)</sub>	843,68	63,55	209,3	921,44	125,7	136,42	76,62
<b>Etage 2 +3</b>	V <sub>y(4,4)</sub>	609,07	84,6	156,13	593,15	162,08	55,52	59,94
<b>Etage 5 + soudente</b>	V <sub>y(4,5)</sub>	385,39	75,34	132,02	169,78	85,07	112,59	57,77

### 5.3.4. Calcul du ferrailage

On va exposer un seul exemple de calcul  $V_{y(4,2)}$  et les autres seront résumés dans un tableau.

#### A). Calcul sous $N_{max}$ et $M_{cor}$

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.

$L = 1.80\text{m}$ ,  $d = 1.75\text{ m}$ ,  $e = 0.15\text{ m}$ .

$N_{max} = 1312,46\text{ KN}$

$M_{max} = 253,48\text{ KN}\cdot\text{m}$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{253,48}{1312,46} = 0,19 < L/2 = 1,80/2 = 0,9\text{ m} \rightarrow \text{le centre de pression est à}$$

l'intérieur de la section

Il faut vérifier la condition suivante

$$(a) \leq (b)$$

$$(a) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M + N \times (d - L/2) = 253,48 + 1312,46 \times (1,75 - 1,80/2) = 1369,071\text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$a = (0,337 \times 1,80 - 0,81 \times 0,05) \times 0,15 \times 1,8 \times 18,47 = 2823,08$$

$$b = [1312,46 \times (1,75 - 0,05) - 1369,071] = 862,11$$

$$(0,337 \times 1,80 - 0,81 \times 0,05) \times 0,2 \times 1,8 \times 18,47 = 3764,11 > [1312,46 \times (1,75 - 0,05) - 1369,071] = 862,11$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{e d^2 f_{bu}} = \frac{1369,071 \times 10^{-3}}{0,15 \times 1,75^2 \times 18,47} = 0,12$$

$$\mu_{bu} = 0,0224 < \mu_1 = 0,39 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0,16$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 1,75 (1 - 0,4 \times 0,0283) = 1,63 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_t}{z * f_{st}} = \frac{1369,071 \times 10^{-3}}{1,63 * 400} = 20,99 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 20,99 - \frac{1312,46 \times 10^{-3}}{400} = 20,99 - 32,81 = -11,82 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V = \frac{1312,46 \times 10^{-3}}{0,15 \times 1,8} + \frac{253,48 \times 10^{-3}}{0,0729} \times 0,9 = 7,98 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V = \frac{1312,46 \times 10^{-3}}{0,15 \times 1,8} - \frac{253,48 \times 10^{-3}}{0,0729} \times 0,9 = 1,74 \text{ MPA}$$

$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} = \frac{1,74 \times 1,80}{1,74 + 7,98} = 0,32 \text{ m}$$

### b). Armatures horizontales

Leur section est calculée selon la formule suivante

$$V_{max} = 368,4 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \times s_h} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times V_u}{e \times d} = \frac{1,4 \times 368,4 \times 10^{-3}}{0,15 \times 1,75} = 1,47 \text{ MPA}$$

$$\text{Soit } s_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow$$

#### ➤ Calcul sous Mmax et Ncor

$$M = 294,36 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad N = 149,45 \text{ KN}$$

$$e_G = 1,3 > 1,80/2 = 0,9 \text{ m} \rightarrow \text{le centre de pression est à l'extérieur de la section}$$

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 294,36 + 149,45 \times (1,75 - 1,8/2) = 421,39 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$(0,337 \times 1,80 - 0,81 \times 0,05) \times 0,15 \times 1,8 \times 18,47 > [149,45 \times (1,75 - 0,05) - 421,39]$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_b = 0,049 < \mu_1 = 0,39 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,062 \quad z = 1,70 \text{ m} \quad A_l = 6,17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 6,17 - \frac{149,45 \times 10^{-3}}{400} = 6,17 - 3,73 = 2,43 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{max} = 4,18 \text{ MPA} \quad \sigma_{min} = -3,08 \text{ MPA} \quad L_t = 0,76 \text{ m}$$

#### ➤ Calcul sous Nmin et Mcor

$$M = 263,07 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad N = 65,83 \text{ KN}$$

$e_G = 3,99 > 1,80/2 = 0,9 \text{ m} \rightarrow$  le centre de pression est à l'extérieure de la section. Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 263,07 + 65,83 \times (1,75 - 1,8/2) = 319,023 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\mu_b = 0,036 < \mu_1 = 0,39 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,0469 \quad z = 1,717 \text{ m} \quad A_l = 4,64 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 4,64 - \frac{65,83 \times 10^{-3}}{400} = 4,64 - 1,64 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V = \frac{65,83 \times 10^{-3}}{0,15 \times 1,8} + \frac{263,07 \times 10^{-3}}{0,072} \times 0,9 = 3,48 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V = \frac{65,83 \times 10^{-3}}{0,15 \times 1,8} - \frac{263,07 \times 10^{-3}}{0,072} \times 0,9 = -3,00 \text{ MPA}$$

$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} = \frac{1,3 \times 1,80}{1,3 + 5,98} = 0,83 \text{ m}$$

#### ✓ Vérifications

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable

$$A_{min}(zt) = 0,2\% \times e \times L_t = 0,2\% \times 20 \times 0,795 = 3,18 \text{ cm}. \quad (A_{min} \text{ en zone tendue par le RPA}).$$

$$A_{min}(BAEL) = 0,23 \times d \times e \times f_t / f_e = 0,23 \times 175 \times 20 \times 2,1 / 400 = 4,22 \text{ cm}.$$

$A_{min}(z_c) = 0.1\% \times e \times (L - 2 \text{ Lt}) = 0.1\% \times 20 \times (180 - 2 \times 79,5) = 0.42 \text{ cm}$ . (Amin en zone comprimée par le RPA)

$A_{min}(ZG) = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 20 \times 180 = 5.4 \text{ cm}$  (Amin en zone globale du voile par le RPA).

Donc on ferraille avec

$$A_s = \ll 3 \text{ cm}^2 \text{ on opte pour } 8\text{HA}12$$

$$\text{Donc } A_s = 9,04 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile Vy4 dans les autres niveaux

**Tableau 5.16.** Sollicitations de calcul dans le voile Vx1

Niveaux	Sous sol + RDC	Soupente01	Etage 01+02	Etage 03+04	Etage 05+ Soupente02
<b>Section (cm)</b>	(20*250)	(15*250)	(15*250)	(15*250)	(15*250)
<b>M(KN*m)</b>	1095,55	619,61	351,79	177,73	163,32
<b>N(KN)</b>	2242,76	1450,32	716,31	361,34	375,18
<b>Section</b>	PC	PC	PC	PC	PC
<b>V(KN)</b>	675,17	330,60	230,70	133,62	119,17
<b><math>\tau</math> (Mpa)</b>	1,92	1,27	0,89	0,51	0,464
<b><math>\tau^{admi}</math> (Mpa)</b>	5	5	5	5	5
<b><math>A_V^{cal}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	0	0	0	0	0
<b><math>A_V^{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	7,5	5,625	5,625	5,625	5,625
<b><math>A_V^{adopt}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	11,30	9,04	9,04	9,04	9,04
<b>NB</b>	10HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
<b>St(cm)</b>	20	20	20	20	20
<b><math>A_h^{cal}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	2,4	1,18	0,82	0,47	0,43
<b><math>A_h^{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
<b><math>A_h^{adop}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	3,08	2,26	1,01	1,01	1,01
<b>NB</b>	2HA14	2HA12	2HA8	2HA8	2HA8
<b>St(cm)</b>	20	20	20	20	20
<b><math>\sigma_{max}</math> (Mpa)</b>	9,74	7,01	5,46	2,098	1,795
<b><math>\sigma_{min}</math> (Mpa)</b>	-0,773	-0,91	-1,64	-0,171	1,474
<b>Lt</b>	0,18	0,28	0,57	0,18	1,12

**Tableau 5.17.** Sollicitations de calcul dans le voile

Niveaux	Sous sol + RDC	Soupenete01	Etage 01+02	Etage 03+04	Etage 05+ Soupenete02
<b>Section</b>	(20*180)	(15*180)	(15*180)	(15*180)	(15*180)
<b>M(KN*m)</b>	712,50	261,15	352,26	125,44	111,83
<b>N(KN)</b>	1105,05	1044,55	441,04	334,72	157,37
<b>Section</b>	PC	EC	PC	PC	PC
<b>V(KN)</b>	409,06	145,70	120,23	74,02	64,89
<b><math>\tau</math> (Mpa)</b>	1,64	0,79	0,64	0,37	0,34
<b><math>\tau^{admi}</math> (Mpa)</b>	5	5	5	5	5
<b><math>AV^{cal}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	0	/	0,51	0	0
<b><math>AV^{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	5,40	4,05	4,05	4,05	4,05
<b><math>AV^{adopt}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	9,04	/	9,04	9,05	9,05
<b>NB</b>	8HA12	/	8HA12	8HA12	8HA12
<b>St(cm)</b>	20	/	20	20	20
<b><math>Ah^{cal}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	1,98	0,72	0,58	0,35	0,31
<b><math>Ah^{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
<b><math>Ah^{adop}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	2,26	1,01	1,01	1,01	1,01
<b>NB</b>	2HA12	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
<b>St(cm)</b>	20	20	20	20	20
<b><math>\sigma_{max}</math> (Mpa)</b>	9,66	7,093	5,98	2,78	1,96
<b><math>\sigma_{min}</math> (Mpa)</b>	-3,52	0,645	-2,71	-0,309	-0,798
<b>Lt</b>	0,48	/	0,56	0,18	0,52

Tableau 5.18. Sollicitations de calcul dans le voile Vy1

Niveaux	Sous sol + RDC	Soupenete01	Etage 01+02	Etage 03+04	Etage 05+ Soupenete02
<b>Section</b>	(20*200)	(15*200)	(15*200)	(15*200)	(15*200)
<b>M(KN*m)</b>	596,94	289,35	230,05	123,97	101,04
<b>N(KN)</b>	1203,93	124,14	561,83	88,58	43,86
<b>Section</b>	PC	PC	PC	PC	PC
<b>V(KN)</b>	315,20	193,52	148,11	103,48	78,38
<b><math>\tau</math> (Mpa)</b>	1,14	0,936	0,71	0,50	0,37
<b><math>\tau^{admi}</math> (Mpa)</b>	5	5	5	5	5
<b><math>AV^{cal}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	0	2,69	0	0,75	0,93

<b><math>AV_{min}</math> (<math>cm^2</math>)</b>	6	4,5	4,5	4,5	4,5
<b><math>AV_{adopt}</math> (<math>cm^2</math>)</b>	9,05	9,05	9,05	9,05	9,05
<b>NB</b>	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
<b>St(cm)</b>	20	20	20	20	20
<b><math>Ah^{cal}</math> (<math>cm^2</math>)</b>	1,412	1,15	0,86	0,618	0,468
<b><math>Ah^{min}</math> (<math>cm^2</math>)</b>	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
<b><math>Ah^{adop}</math> (<math>cm^2</math>)</b>	1,57	1,57	1,01	1,01	1,01
<b>NB</b>	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
<b>St(cm)</b>	20	20	20	20	20
<b><math>\sigma_{max}</math> (Mpa)</b>	7,48	3,307	4,173	1,53	1,15
<b><math>\sigma_{min}</math> (Mpa)</b>	-1,467	-2,479	-0,42	-0,94	-0,864
<b>Lt</b>	0,32	0,85	0,18	0,76	0,857

Tableau 5.19. Sollicitations de calcul dans le voile Vy2

Niveaux	Sous sol + RDC	Soupenete01	Etage 01+02	Etage 03+04	Etage 05+ Soupenete02
<b>Section</b>	(20*150)	(15*150)	(15*150)	(15*150)	(15*150)
<b>M(KN*m)</b>	134,86	185,32	156,52	46,03	36,14
<b>N(KN)</b>	6,26	129,49	344,83	310,78	47,24
<b>Section</b>	PC	PC	PC	PC	PC
<b>V(KN)</b>	175,11	92,46	93,37	78,74	63,01
<b><math>\tau</math> (Mpa)</b>	0,841	0,59	0,602	0,50	0,406
<b><math>\tau^{admi}</math> (Mpa)</b>	5	5	5	5	5
<b><math>AV^{cal}</math> (<math>cm^2</math>)</b>	2,51	0	0	5,216	0,145
<b><math>AV_{min}</math> (<math>cm^2</math>)</b>	4,5	3,375	3,375	3,375	3,375
<b><math>AV_{adopt}</math> (<math>cm^2</math>)</b>	9,04	9,04	9,04	9,05	9,05
<b>NB</b>	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
<b>St(cm)</b>	20	20	20	20	20
<b><math>Ah^{cal}</math> (<math>cm^2</math>)</b>	1,105	0,55	0,56	0,46	0,38
<b><math>Ah^{min}</math> (<math>cm^2</math>)</b>	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
<b><math>Ah^{adop}</math> (<math>cm^2</math>)</b>	1,57	1,01	1,01	1,01	1,01
<b>NB</b>	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
<b>St(cm)</b>	20	20	20	20	20
<b><math>\sigma_{max}</math> (Mpa)</b>	1,81	5,053	4,315	9,56	-1,568

$\sigma_{min}$ (Mpa)	-1,77	-1,53	-1,25	3,357	0,068
Lt	0,74	0,35	0,33	0,38	0,062

Tableau 5.20. Sollicitations de calcul dans le voile Vy3

Niveaux	Sous sol + RDC	Soupenete01	Etage 01+02	Etage 03+04	Etage 05+ Soupenete02
Section	(20*200)	(15*200)	(15*200)	(15*200)	(15*200)
M(KN*m)	733,97	301,08	220,97	106,48	89,69
N(KN)	140,97	46,38	220,48	152,13	87,29
Section	PC	PC	PC	PC	PC
V(KN)	389,39	186,79	135,92	110,71	105,51
$\tau$ (Mpa)	1,413	0,9044	0,658	0,5357	0,511
$\tau^{admi}$ (Mpa)	5	5	5	5	5
$AV^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	8,839	3,757	0,619	0	0,277
$AV^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	6	4,5	4,5	4,5	4,5
$AV^{adopt}$ (cm <sup>2</sup> )	12,32	9,04	9,04	9,04	9,04
NB	8HA14	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
St(cm)	20	20	20	20	20
$Ah^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1,73	0,83	0,61	0,49	0,48
$Ah^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
$Ah^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	2,26	1,01	1,01	1,01	1,01
NB	2HA12	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St(cm)	20	20	20	20	20
$\sigma_{max}$ (Mpa)	5,8572	6,86	2,945	1,572	1,188
$\sigma_{min}$ (Mpa)	-5,152	-0,12	-1,475	-0,558	-0,606
Lt	0,93	0,034	0,67	0,52	0,67

Tableau 5.21. Sollicitations de calcul dans le voile Vy4

Niveaux	Sous sol + RDC	Soupenete01	Etage 01+02	Etage 03+04	Etage 05+ Soupenete02
<b>Section</b>	(20*180)	(15*180)	(15*180)	(15*180)	(15*180)
<b>M(KN*m)</b>	25,66	263,07	209,36	55,52	112,59
<b>N(KN)</b>	69,48	65,83	921,44	162,08	85,09
<b>Section</b>	PC	PC	PC	PC	PC
<b>V(KN)</b>	368,4	129,60	76,62	59,94	57,77
<b><math>\tau</math> (Mpa)</b>	1,486	0,6972	0,441	0,322	0,3188
<b><math>\tau^{admi}</math> (Mpa)</b>	5	5	5	5	5
<b><math>AV^{cal}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	0	3,418	2,592	0	0,808
<b><math>AV^{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	6	4,05	4,05	4,05	4,05
<b><math>AV^{adopt}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	9,04	9,04	9,04	9,04	9,04
<b>NB</b>	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
<b>St(cm)</b>	20	20	20	20	20
<b><math>Ah^{cal}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	1,83	0,635	0,375	0,29	0,28
<b><math>Ah^{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
<b><math>Ah^{adop}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	2,26	1,01	1,01	1,01	1,01
<b>NB</b>	2HA12	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
<b>St(cm)</b>	20	20	20	20	20
<b><math>\sigma_{max}</math> (Mpa)</b>	0,4306	3,492	2,82	1,286	1,705
<b><math>\sigma_{min}</math> (Mpa)</b>	0,045	-3,004	-2,349	-0,085	-1,705
<b>Lt</b>	0,17	0,83	0,82	0,11	0,9

Tableau 5.22. Sollicitations de calcul dans le voile Vy5

Niveaux	Sous sol + RDC	Soupenete01	Etage 01+02	Etage 03+04	Etage 05+ Soupenete02
<b>Section</b>	(20*200)	(15*200)	(15*200)	(15*200)	(15*200)
<b>M(KN*m)</b>	639,27	455,41	287,77	149,20	193
<b>N(KN)</b>	16,50	246,04	279,48	184,09	103,56
<b>Section</b>	PC	PC	PC	PC	PC



armés. Dans la détermination des ferraillements des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferraillements obtenus par le logiciel de calcul (ROBOT 2014) ainsi que le ferraillage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.

# Chapitre 6

*Etude de l'infrastructure*

# Chapitre 6 Etude de l'infrastructure

## 6.1. 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  $\Rightarrow$  fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux  $\Rightarrow$  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.

## 6.2. 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 éléments verticaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

### 6.2.1. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 \times G \pm E \end{array} \right.$$

### 6.2.2. Les caractéristique du sol

Le terrain étudié est constitué d'un sol hétérogène de moyenne à bonne résistance. Elle est sur un terrain plat, graveleux moyennement compact en surface (jusqu'à -8m et par endroit) et compact au-delà, avec une contrainte de sol  $\sigma_{adm} = 1,2$  bar le sol est de catégorie (moyenne résistance selon RPA)

### 6.2.3. Vérification du radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisit selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).
- Le choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum le chevauchement des semelles isolées et les semelles filante

### 6.3. Etude des fondations

Soit la surface de l'ensemble des semelles

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{adm} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{adm}}$$

$$N_{ser} = 59909,71 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{adm} = 1,2 \text{ bar}$$

$$S_{rad} \geq \frac{59909,71 \cdot 10^3}{1,2 \cdot 10^{-1}} = 499,24 \text{ m}^2$$

$$S_{batiment} = 551 \text{ m}^2$$

La surface de bâtiment > La surface de radier donc on n'a pas besoin de débord.

$S_{rad} = 0,9 S_{batiment} \Rightarrow$  on a adopté l'utilisation d'un radier générale sans débord.

#### 6.3.1. Pré dimensionnement

La condition de coffrage

$$\text{Nervure: } ht \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{700}{10} = 70 \text{ cm}$$

$$\text{Dalle: } hr \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{700}{20} = 35 \text{ cm}$$

**ht** : hauteur des nervures.

**hr** : hauteur de la dalle.

**Lmax** : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ( $L_{max} = 7 \text{ m}$ )

**Condition de rigidité**

$$L_{\max} \geq \pi * L_e$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

**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.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$$ht \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 10^7 \times 4 \times 10^7}{(3,14)^4 \times (3,126) \times 10^7}} = 114,82 \text{ cm}$$

Soit  $ht = 115 \text{ cm}$

**Condition de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} * 1$$

**N<sub>d</sub>** : effort normale de calcul issu de la combinaison la plus défavorable

$$V_d = \frac{82477,91 \times 7}{2 \times 551} * 1 = 523,9 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{V \times \gamma_b}{0,07 \times b \times f_{c28}} = \frac{523,9 \times 1,5}{0,07 \times 1 \times 25} = 44,9 \quad \text{Soit } d = 45 \text{ cm}$$

D'après les 3 conditions on a :

$$ht = 115 \text{ cm}$$

$$hr = 35 \text{ cm}$$

$$S_{rad} = S_{bat} = 551 \text{ m}^2$$

### 6.3.2. 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 :

$$Nd \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot ht \cdot f_{cj}}{\gamma b}$$

**ht** : hauteur de la nervure.

**Uc** : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

#### ▪ Sous poteaux le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (70×70) cm<sup>2</sup>, le périmètre d'impact Uc est

donné par la formule suivante :  $Uc = 2 \times (A+B)$

$$A = a + h = 0,7 + 1,15 = 1,85 \text{ m}$$

$$B = b + h = 0,7 + 1,15 = 1,85 \text{ m}$$

$$\Rightarrow Uc = 7,4 \text{ m}$$

$$Nd = 3041,342 \leq \frac{0,045 \cdot 7,4 \cdot 1,15 \cdot 25 \cdot 10^3}{1,5}$$

$$Nd = 3041,342 \leq 6382,5 \text{ KN} \quad \text{condition vérifier}$$

### 6.3.3. Vérification de la contrainte dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal. (**DTR BC 2.33.1**(article : 3.541(a)))

$$\text{La formule suivante doit être vérifiée : } \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}.$$

D'après le programme **GEOSEC** on a :  $I_{xx} = 23205,68 \text{ m}^4$ ,  $I_{yy} = 39120,86 \text{ m}^4$  et  $X_G = 12,62 \text{ m}$ ,  $Y_G = 16,89 \text{ m}$ .

#### Dans le sens x-x

$$N = 59909,71 \text{ KN} \qquad M_x = 21759,17 \text{ KN} \qquad S_{rad} = 551 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} X_G = \frac{59909,71 \cdot 10^{-3}}{551} + \frac{21759,17}{23205,68} * 12,62 * 10^{-3} = 0,119 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} X_G = \frac{59909,71 \cdot 10^{-3}}{551} - \frac{21759,17}{23205,68} * 12,62 * 10^{-3} = 0,0962 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0,11 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0,12 \text{ Mpa}$$

Donc la contrainte est **vérifiée** dans le **sens x-x**

**Dans le sens y-y**

$$N=59909,71\text{KN} \quad M_x=77896,17\text{KN} \quad S_{rad}=551 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{My}{I_y} Y_G = \frac{59909,71 \cdot 10^{-3}}{551} + \frac{77896,17}{39120,86} * 16,89 * 10^{-3} = 0,1416\text{Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{My}{I_y} Y_G = \frac{59909,71 \cdot 10^{-3}}{551} - \frac{77896,17}{39120,86} * 16,89 * 10^{-3} = 0,0744\text{Mpa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0,124 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0,12\text{Mpa}$$

Donc la condition selon le **sens y-y** n'est pas vérifiée on doit augmenter la surface de radier.

$$S_{rad} = 585 \text{ m}^2$$

**Dans le sens y-y**

$$\sigma_1 = \frac{59909,71 \cdot 10^{-3}}{585} + \frac{77896,17}{39120,86} * 16,89 * 10^{-3} = 0,136\text{Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{59909,71 \cdot 10^{-3}}{585} - \frac{77896,17}{39120,86} * 16,89 * 10^{-3} = 0,0688\text{Mpa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0,119\text{Mpa} \quad \text{condition vérifié}$$

**Dans le sens x-x**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{Mx}{I_x} X_G = \frac{59909,71 \cdot 10^{-3}}{585} + \frac{21759,17}{23205,68} * 12,62 * 10^{-3} = 0,1142\text{Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{Mx}{I_x} X_G = \frac{59909,71 \cdot 10^{-3}}{585} - \frac{21759,17}{23205,68} * 12,62 * 10^{-3} = 0,0906\text{Mpa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0,1083 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0,12\text{Mpa} \quad \text{condition vérifier}$$

**Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement**

On doit vérifier que  $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$  **RPA99** (article 10.1.5)

**Suivant x-x :**

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{77896,17}{59909,71} = 1,30\text{m} < \frac{30,8}{4} = 7,7\text{m} \quad \text{Condition vérifier}$$

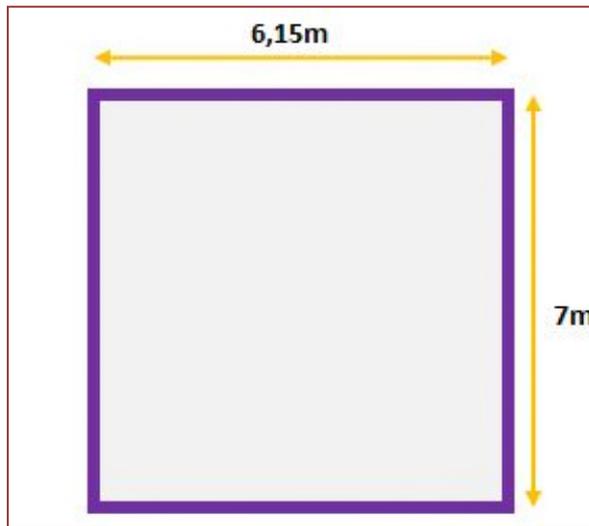
**Suivant y-y :**

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{21759,17}{59909,71} = 0,36\text{m} < \frac{29,17}{4} = 7,29\text{m} \quad \text{Condition vérifier}$$

Donc pas de risque au renversement

**6.4.Ferraillage 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 (**figure VI.1**) et on optera le même ferrailage pour tous le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m



**Figure 6.1.** Panneau le plus défavorable

➤ **Calcul des sollicitations**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{82477,91}{585} = 140,98 \text{ KN/ m}^2$$

$$L_x=6,15\text{m} \qquad L_y=7\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,45}{6,3} = 0,87$$

$$\rho > 0,4 \Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,0486 \\ \mu_y = 0,7244 \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0,0556 \\ \mu_y = 0,8074 \end{cases} \quad \dots\dots\dots \text{Annexe 2}$$

**A L'ELU**

$$M_x = \mu_x * q_u * L_x^2 \qquad M_y = \mu_y * M_x$$

$$M_x = 203,49 \text{ KN.m} \qquad M_y = 147,093 \text{ KN.m}$$

**Tableau 6.1.** Section des armatures du radier.

		M(KN.m)	A <sub>cal</sub> (c m <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (c m <sup>2</sup> )	A <sub>adpt</sub> (c m <sup>2</sup> )	Chois Des barres	ST (cm)
<b>sens</b>	<b>Travée</b>	172,96	16,02	2,982	16,08	8HA16	15
<b>x-x</b>	<b>Appui</b>	101,74	9,17	2,982	9,24	6HA14	20
<b>Sens</b>	<b>Travée</b>	125,297	11,395	2,8	12,32	8HA14	15
<b>y-y</b>	<b>Appui</b>	101,74	9,17	2,982	9,24	6HA14	20

➤ **Condition de non fragilité**

Pour une dalle d'épaisseur  $e > 12$  cm ; et  $\rho > 0.4$ , la section minimale d'armatures est :

$$\begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 * \frac{3-\rho}{2} * b * hr \\ A_y^{\min} = \rho_0 * b * hr \end{cases}$$

$$A_x^{\min} = 0,0008(3-0,87) * 1 * \frac{0,35}{2} = 2,982 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 * 1 * 0,35 = 2,8 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement des armatures**

Armatures // L<sub>x</sub>: St = 12,5cm < min (2h, 25cm) = 25cm.

Armatures // L<sub>y</sub>: St = 16,5cm < min (2h, 25cm) = 25cm.

➤ **Verification a l'ELS**

$$\mu_x = 0,0556 \quad \mu_y = 0,8074$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{59909,71}{585} = 102,4 \text{ KN/ m}^2$$

$$L_x = 5,45\text{m}$$

$$L_y = 6,3\text{m}$$

$$C = 0,05\text{m}$$

$$M_x^0 = 169,1\text{KN.m}$$

$$M_y^0 = 136,53\text{KN.m}$$

$$M_t^x = 143,74\text{KN.m}$$

$$M_t^y = 116,058\text{KN.m}$$

$$M_a = 84,55\text{KN.m}$$

**Tableau 6.2.** Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Localisation		Mser (KN.m)	Y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	Sens x-x	143,74	9,85	129790	10,91	15	334,62	201,63
	Sens y-y	116,058	8,84	105770	9,7	15	348,22	201,63
Appui		84,55	7,83	84120	6,36	15	334,13	201,63

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} * f_e ; 110 \sqrt{\eta f t_{28}} \right] = 201,63 \text{ MPA}$$

On voit que les contraintes des aciers ne sont pas vérifiées on doit recalculer à l'ELS En travée

**Sens x-x :**  $M_{ser}^x = 143,74 \text{ KN.m}$      $\sigma_s = 334,62 \text{ Mpa}$      $b = 1 \text{ m}$      $d = 0,3$

$$B = \frac{M_{ser}}{bd^2\sigma_s} = \frac{143,74 * 10^{-3}}{1 * (0,3)^2 * 334,62} = 0,00477$$

$$\alpha_1 = 0,4$$

$$\alpha_2 = \sqrt{90 * B * \left[ \frac{1 - \alpha_1}{3 - \alpha_1} \right]} \Rightarrow \alpha_2 = 0,3148$$

$$\alpha_3 = 0,331 \quad \alpha_4 = 0,3281 \quad \alpha_5 = 0,3286 \quad \alpha_6 = 0,3285 \quad \alpha_7 = 0,3285$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d \left[ 1 - \frac{\alpha}{3} \right] \overline{\sigma}_{st}} = \frac{172,96 * 10^{-3}}{0,3 \left[ 1 - \frac{0,3281}{3} \right] * 201,66} = 26,68 \text{ cm}^2$$

Aadop = 28,27 cm<sup>2</sup> Soit **9HA20**

### En travée

**Sens y-y :**  $M_{ser} = 116,058 \text{ KN.m}$      $\sigma_s = 348,22 \text{ Mpa}$      $b = 1 \text{ m}$      $d = 0,3$

$$B = \frac{M_{ser}}{bd^2\sigma_s} = \frac{116,058 * 10^{-3}}{1 * (0,3)^2 * 348,22} = 0,003703$$

$$\alpha_1 = 0,4$$

$$\alpha_2 = \sqrt{90 * B * \left[ \frac{1 - \alpha_1}{3 - \alpha_1} \right]} \Rightarrow \alpha_2 = 0,02773$$

$$\alpha_3 = 0,2974 \quad \alpha_4 = 0,2943 \quad \alpha_5 = 0,2948 \quad \alpha_6 = 0,2947 \quad \alpha_7 = 0,2947$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d \left[ 1 - \frac{\alpha}{3} \right] \overline{\sigma}_s} = \frac{116,058 * 10^{-3}}{0,3 \left[ 1 - \frac{0,2947}{3} \right] * 201,66} = 21,27 \text{ cm}^2$$

Aadop= 21,99 cm<sup>2</sup> Soit **7HA20**

### En appui

Mser= 84,55KN.m       $\sigma_s=334,13\text{Mpa}$       b=1m      d=0,3

$$B = \frac{M_{ser}}{bd^2\sigma_s} = \frac{84,55 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0,3)^2 \cdot 334,13} = 0,0028116$$

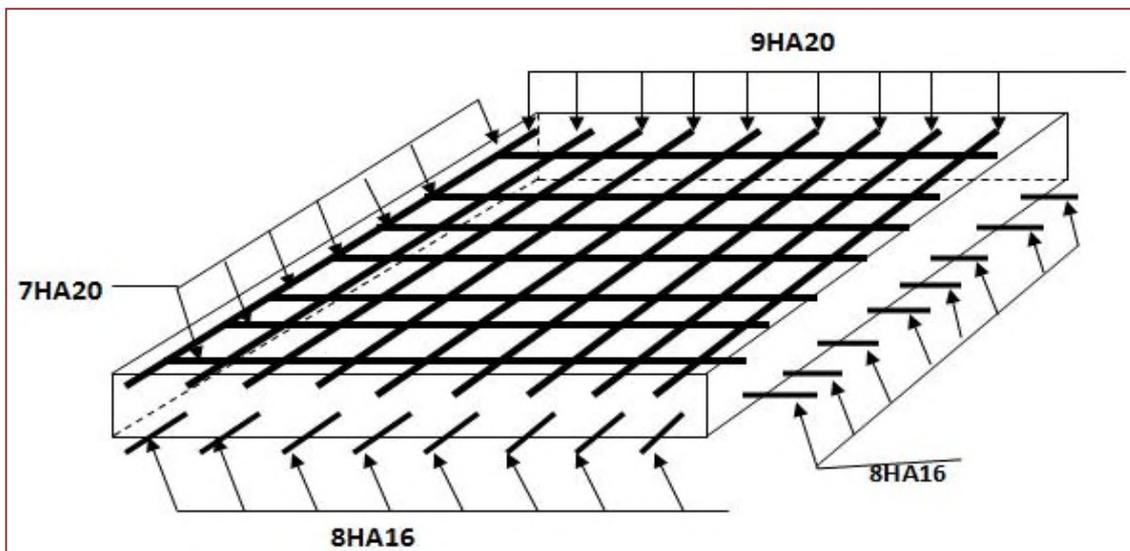
$\alpha_1=0,4$        $\alpha_2 = 0,24165$        $\alpha_3 = 0,2638$        $\alpha_4 = 0,2609$        $\alpha_5 = 0,2613$   
 $\alpha_6 = 0,2612$        $\alpha_7 = 0,2612$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d \left[ 1 - \frac{\alpha}{3} \right] \sigma_s} = \frac{84,55 \cdot 10^{-3}}{0,3 \left[ 1 - \frac{0,2612}{3} \right] \cdot 201,66} = 15,31 \text{ cm}^2$$

Aadop= 16,08 cm<sup>2</sup>      soit **8HA16**

**Tableau 6.3.** Section des armatures du radier

Localisation		Chois De barres	As (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}^-$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{st}^-$ (MPa)	ST (cm)
Travée	x-x	9HA20	28,27	194880	9,04	15	196,22	201,63	12,5
	y-y	7HA20	21,99	179620	7,58	15	177,025	201,63	16
Appui		8HA16	16,08	129790	6,42	15	196,83	201,63	14



**Figure 6.2.** Schéma de ferrailage de radier

### ➤ 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

Fig. 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.

Avec  $\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$   $\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$

Charges trapézoïdales	Charges triangulaires
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$	$P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$
$P_v = \frac{Q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$	

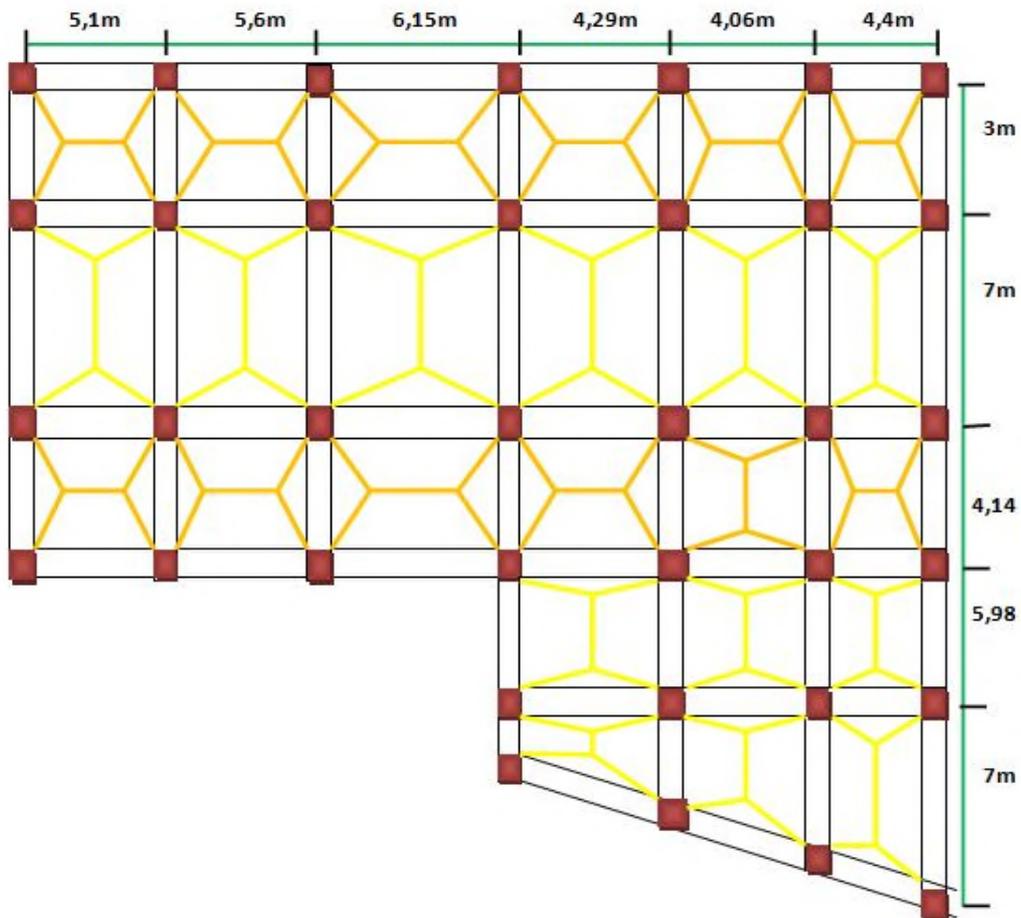
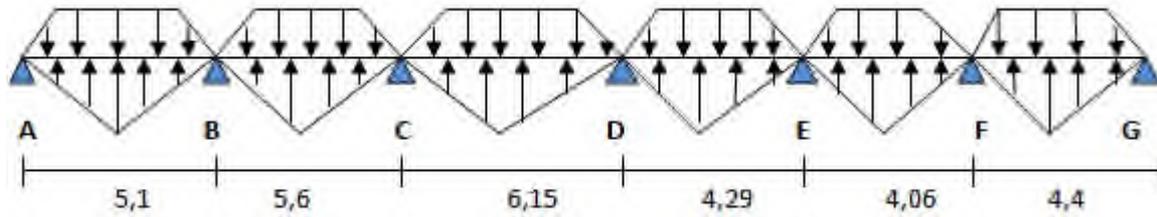


Figure 6.3. Schéma de rupture de dalle de radier.

Sens X-X



$$Q_u = 140,98 \text{KN/m}^2 \quad Q_s = 102,40 \text{KN/m}^2$$

$$q_{M1} = \frac{qu}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho d^2}{3}\right) * l_{xd} \right] + \frac{2}{6} qu * l_x$$

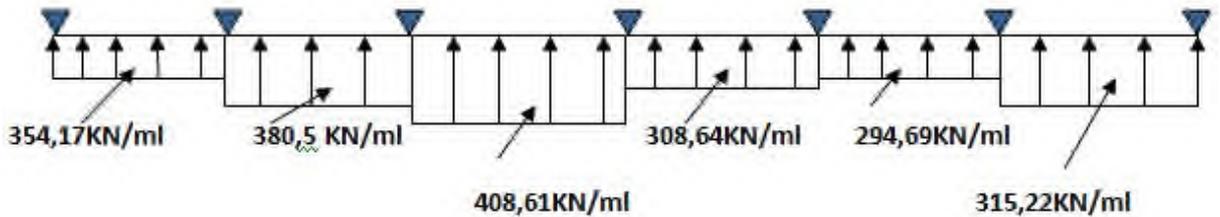
$$l_{xd} = 3 - 0,7 = 2,3 \text{m} \quad l_{xg} = 7 - 0,7 = 6,3 \text{m} \quad l_x = 4,4$$

$$\rho_d = \frac{l_{xd}}{l_y} = \frac{2,3}{4,4} = 0,522$$

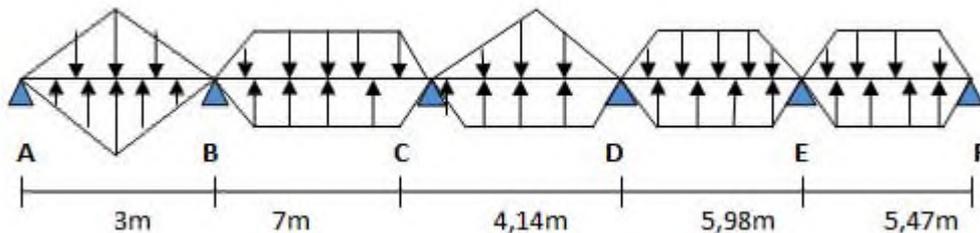
$$q_{M1} = \frac{140,98}{2} \left[ \left(1 - \frac{(0,533)^2}{3}\right) * 2,3 \right] + \frac{2}{6} * 140,98 * 4,4$$

$$q_{M1} = 354,17 \text{KN/m}$$

• Schéma statique équivalent



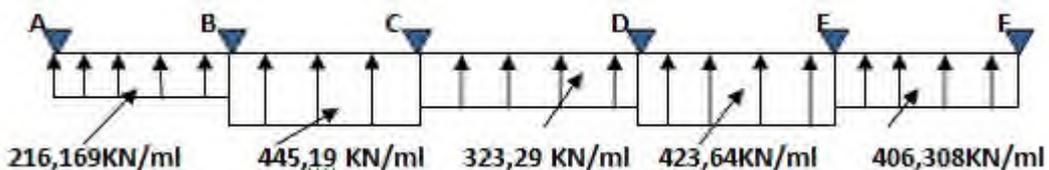
Sens y-y



$$q_{My1} = \frac{2}{3} * qu * l_x$$

$$q_{My1} = \frac{2}{3} * 140,98 * 2,3 = 216,169 \text{KN/ml}$$

• Schéma statique équivalent



➤ **Calcul des sollicitations**

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot

**Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec :

Les longueurs fictives  $l' = \begin{cases} l & \text{Travée de rive.} \\ 0.8 \times l & \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a  $M_a = 0.15 \times M_0$  Avec  $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

▪ **Moments en travée**

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \quad \text{et} \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous

**Tableau 6.4.** Sollicitations sur la nervure Sens x-x

localisation	Travée	Appui
$M_u$ (KN.m)	983,59	-1066,65
$M_s$ (KN.m)	714,162	-753,84
V(KN)	1285,098	

**Tableau 6.5.** Sollicitations sur la nervure Sens y-y

localisation	Travée	Appui
$M_u$ (KN.m)	1558,56	-1187,13
$M_s$ (KN.m)	1132,29	-862,64
V(KN)	-1563,56	

- **Ferrailage**

**Sens x-x**

Le ferrailage se fera pour une section en Té en flexion simple.

$$h_t = 1,15\text{m}$$

$$h_0 = 0,35\text{m}$$

$$b_0 = 0,7\text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}, \frac{l_x}{2}\right)$$

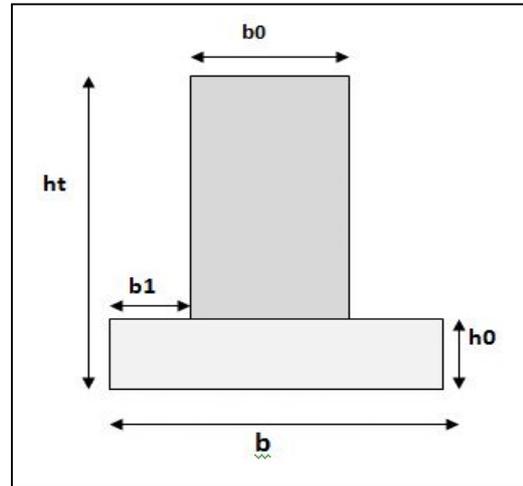
Avec  $l_x = 6,15 - 0,7 = 5,45\text{m}$

$$l_y = 4,06 - 0,7 = 3,36\text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{336}{10}, \frac{545}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq 33,6\text{cm}$$

Soit  $b_1 = 30\text{cm}$

Donc  $b = b_1 * 2 + b_0 = 130\text{cm}$



Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau 6.6.** Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens x-x).

sens	localisation	$M_u$ (KN)	$A^{cal}$ ( $cm^2$ )	$A^{min}$ ( $cm^2$ )	$A^{adop}$ ( $cm^2$ )	Chois des Barres
x-x	Travée	983,59	26,3	17,26	27,68	4HA25+4HA16
	Appui	1066,65	28,57		32,21	4HA25+4HA20

**Tableau 6.7.** Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens y-y).

sens	localisation	$M_u$ (KN)	$A^{cal}$ ( $cm^2$ )	$A^{min}$ ( $cm^2$ )	$A^{adop}$ ( $cm^2$ )	Chois des Barres
y-y	Travée	1558,56	42,47	14,4	49,09	10HA25
	Appui	1187,13	32,013	15,4	37,7	12HA20

- **Vérifications a l'ELU**

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15*f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa}\right) = 2,5\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{1285,08*10^{-3}}{1,3*1,1} = 0,98 \text{ Mpa}$$

**Tableau 6.8.** Vérification de l'effort tranchant.

Sens	Vu(KN)	$\tau_u$ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Observation
x-x	1285,08	0,98	2,5	Vérifier
y-y	1563	1,22	2,5	Vérifier

### A l'ELS

- **État limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}*y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6*f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

- **Les contraintes dans l'acier**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3}*f_e, 110*\sqrt{\eta * f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15*\frac{M_{ser}*(d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b*y^2}{2} + 15(A_s+A's)*y - 15*(d*A_s+d'*A's) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0*y^3}{3} + 15*[A_s(d-y)^2 + A's*(y-d')^2]$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

**Tableau 6.9.** Les résultats des contraintes

Sens		M (KN.m)	y (cm)	I (cm) <sup>4</sup>	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)
x-x	Travée	713,162	0,235	0,03669004 7	4,56	15	252,16	201,63
	Appui	753,84	0,25118	0,04167789 6	4,54	15	230,58	201,63
y-y	Travée	1132,29	0,315	0,057464	6,21	15	231,85	201,63
	Appui	-862,64	0,2823	0,04651021 2	5,23	15	227,46	201,63

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée dans les deux sens donc on doit recalculer à l'ELS.

### Sens x-x

#### En Travée

$$B = \frac{M_{ser}}{bd^2\sigma_s} = \frac{713,162 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (1,1)^2 \cdot 252,16} = 0,001798$$

$$\alpha_1 = 0,4$$

$$\alpha_2 = \sqrt{90 * B * \left[ \frac{1 - \alpha_1}{3 - \alpha_1} \right]} \Rightarrow \alpha_2 = 0,1932 \quad \alpha_3 = 0,2156 \quad \alpha_4 = 0,2134$$

$$\alpha_5 = 0,2137 \quad \alpha_6 = 0,2136$$

$$A_{ser} = 34,6 \text{ cm}^2$$

#### En Appui

$$B = \frac{M_{ser}}{bd^2\sigma_s} = 0,001901$$

$$\alpha_1 = 0,4 \quad \alpha_2 = 0,1987 \quad \alpha_3 = 0,2212 \quad \alpha_4 = 0,2189 \quad \alpha_5 = 0,2192 \quad \alpha_6 = 0,2191$$

$$\alpha_7 = 0,2191$$

$$A_{ser} = 36,66 \text{ cm}^2$$

**Sens y-y****En Travée**

$$B = \frac{M_{ser}}{bd^2\sigma_s} = 0,003479 \quad \alpha_1=0,4 \quad \alpha_9=0,2866$$

$$A_{ser} = 36,65 \text{ cm}^2$$

**En Appui**

$$B = \frac{M_{ser}}{bd^2\sigma_s} = 0,0027 \quad \alpha_1=0,4 \quad \alpha_6=0,2567$$

$$A_{ser} = 42,52 \text{ cm}^2$$

**Tableau 6.10.** Les résultats des contraintes

Localisation		$A_{ser}^{cal} \text{ cm}^2$	$A_{ser}^{chois} \text{ cm}^2$	Chois des barres
x-x	Travée	34,6	40,25	5HA20+5HA25
	Appui	36,66	40,25	5HA20+5HA25
y-y	Travée	36,65	40,25	5HA20+5HA25
	Appui	42,52	49,09	10HA25

➤ **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(32,85; 70; 25) = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

➤ **Les armatures de peau**

$$A_p = 0,2\% (b_0 * h)$$

$$A_p = 0,2\% (0,7 * 1,15) = 16,1 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 18,85 \quad \text{Soit } \mathbf{6HA20}$$



### 6.5. Etude du mur adossé

Le mur adossé est un ouvrage réalisé en béton armé, destiné à soutenir l'action des poussées des terres en équilibre stable.

#### 6.5.1. Dimensionnement du mur

- La hauteur  $h=3.06$  m
- La longueur  $L=7.00$ m
- L'épaisseur  $e=20$ cm

#### 6.5.2. Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique  $\gamma = 18 \text{KN/m}^3$
- L'angle de frottement  $\varphi = 19^\circ$
- La cohésion  $C = 0,28 \text{bar}$

#### 6.5.3. Evaluation des charges et surcharges

Le mur adossé est soumis à :

##### ➤ La poussée des terres

$$P_1 = h \times \gamma \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$P_1 = 3,06 \times 18 \times \text{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{19}{2}\right) - 2 \times 0,28 \times \text{tg}\left(\frac{180}{4} - \frac{19}{2}\right) = 27,62 \text{ KN/m}^2$$

##### Surcharge accidentelle

$$P_2 = q * \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Avec  $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$p_2 = 5,08 \text{ KN/m}^2$$

#### 6.5.4. Ferrailage du mur adossé

Le mur adossé sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

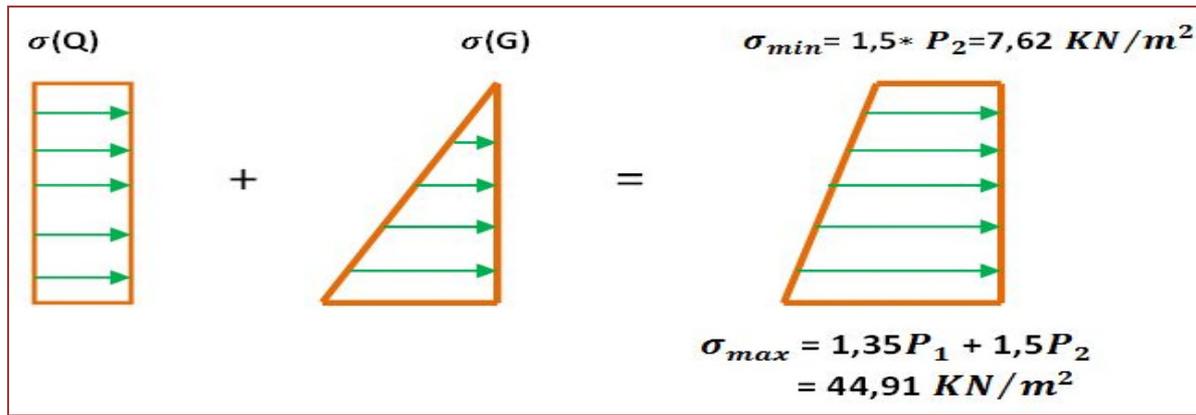


Figure 6.5. Répartition des contraintes sur le mur

• Calcul a l'ELU

$$\sigma_{max} = 1,35P_1 + 1,5P_2 \Rightarrow \sigma_{max} = 1,35 \times 27,62 + 1,5 \times 5,08 = 44,91 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 1,5 * P_2 \Rightarrow \sigma_{min} = 1,5 \times 5,08 = 7,62 \text{ KN/m}^2$$

$$qu = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow qu = \frac{3 * 44,91 + 7,62}{4} = 35,58 \text{ KN/m}^2$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 6,15 \text{ m} \qquad b = 1,00 \text{ m}$$

$$L_y = 7,00 \text{ m} \qquad e = 0,20 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,45}{6,3} = 0,87$$

$$\rho > 0,4 \Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,0486 \\ \mu_y = 0,7244 \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0,0556 \\ \mu_y = 0,8074 \end{cases} \quad \dots\dots\dots \text{Aannexe 2}$$

A L'ELU

$$M_x = \mu_x * qu * L_x^2 \qquad M_y = \mu_y * M_x$$

$$M_x = 51,36 \text{ KN.m} \qquad M_y = 37,205 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec  $A_{min} = 0,1 \% b \times h \dots\dots\dots$  Condition exigée par le RPA

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant

Tableau 6.11. Le ferrillage du mur adossé

		M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	Acal (c m <sup>2</sup> )	Amin (c m <sup>2</sup> )	Aadpt (c m <sup>2</sup> )	Chois Des barres	ST (cm)
sens x-x	Travée	43,65	0,095	0,12	0,17	7,34	2	9,05	8HA12	12,5
	Appui	25,68	0,055	0,07 2	0,178	4,22	2	5,50	7HA10	15
Sens y-y	Travée	31,62	0,068	0,08 9	0,173	5,23	2	5,50	7HA10	15
	Appui	25,68	0,055	0,07 2	0,178	4,22	2	5,50	7HA10	15

**Espacements**

$$\begin{cases} \text{sens x - x } St \leq [2 * e, 25\text{cm}] \\ \text{sens y - y } St \leq [2 * e, 25\text{cm}] \end{cases}$$

**6.5.5. Vérifications**

**A L'ELU**

➤ **Condition de non fragilité**

$$\rho = 0,87 > 0,4 \quad e \geq 12\text{cm}$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2}(3 - \rho) * b * e$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2}(3 - 0,87) * 1 * 0,2 = 1,704\text{cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 * b * e$$

$$A_y^{min} = 0,0008 * 100 * 20 = 1,6\text{cm}^2$$

$$A_t > A^{min} \dots\dots\dots\text{Condition vérifier}$$

$$A_a > A^{min} \dots\dots\dots\text{Condition vérifier}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min \left( \frac{0,15 * f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa} \right) = 2,5\text{Mpa}$$

On a :

$$V_{ux} = \frac{q_u * lx}{2} * \frac{ly^4}{lx^4 + ly^4} = \frac{35,58 * 5,45}{2} * \frac{6,3^4}{5,45^4 + 6,3^4} = 62,146 \text{KN}$$

$$V_{uy} = \frac{35,58 * 6,3}{2} * \frac{5,45^4}{5,45^4 + 6,3^4} = 40,23 \text{KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{62,146 * 10^3}{1 * 0,18} = 0,345 \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{Mpa}$$

$$\tau_{uy} = \frac{40,23 * 10^3}{1 * 0,18} = 0,223 \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{Mpa}$$

### A L'ELS

$$\mu_x = 0,0556$$

$$\mu_y = 0,8074$$

$$\sigma_{max} = 1 * G + 1 * Q = 1 * 27,62 + 1 * 5,08 = 32,7 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 1 * Q = 5,08 \text{KN/m}^2$$

$$q_m = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 * 32,7 + 5,08}{4} = 25,79 \text{KN/m}^2$$

$$q_s = 25,79 * 1 = 25,79 \text{KN/m}^2$$

- **Moments isostatiques**

$$M_0^x = 42,59 \text{KN.m} \quad M_0^y = 34,38 \text{KN.m}$$

- **Moments en travée**

Sens x-x:  $M^{ser} = 36,20 \text{KN.m}$

Sens y-y :  $M^{ser} = 29,22 \text{KN.m}$

- **Moments en appui**

$$M^{ser} = 21,29 \text{KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes**

On doit vérifier :

**Tableau 6.12.** Vérification des contraintes de béton

Sens	Travée (x-x)	Travée (y-y)	Appui
y (cm)	5,76	4,68	0,046
I (m <sup>4</sup> )	0,00026708	0,00018054	0,00018054
$\sigma_{bc}$ Mpa	7,81	7,58	5,52
$\bar{\sigma}_{bc}$ Mpa	15	15	15

**Tableau 6.13.** Vérification Contraintes dans l'acier

Sens	x-x	y-y	Observation
$\sigma_{st}$ Mpa	248,79	323,31	N'est pas vérifier
$\bar{\sigma}_{st}$ Mpa	201,63	201,63	N'est pas vérifier

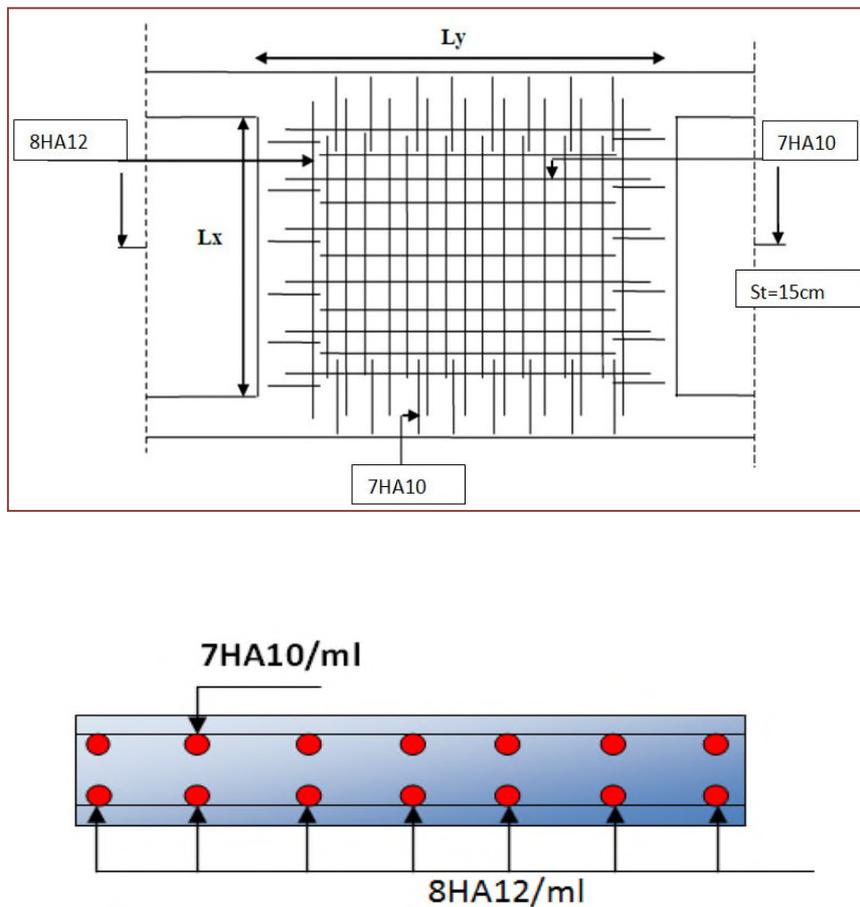
On doit recalculer a l'ELS

Après le calcul on aura :

**Tableau 6.14.** Vérification des contraintes de béton après le recalculé a l'ELS

		$M^{ser}$ (KN.m)	y (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\alpha$	observation
Travée	x-x	36,20	0,068	0,00036541	6,75	15	0,3463	Vérifier
	y-y	29,22	0,057	0,00026708	6,3	15	0,26046	Vérifier
Appui	x-x	21,29	0,054	0,00024107	4,82	15	0,2607	Vérifier

- Schéma de ferrailage du mur adossé



**Figure 6.6.** Schémas de ferrailage du mur adossé

## 6.6.CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage, ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés à la caractéristique du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Nous avons procédé à un calcul avec un radier générale suite a un chevauchement des semelles isolée et filantes, le radier générale à été calculer comme un plancher renversé.

Un mur adossé d'une hauteur de 3.06m est prévu pour supporter l'action de pousser des terres exercées sur le sous sol, ce mur sera calculé comme des panneaux de dalles pleines reposant sur quatre appuis.

**Conclusion**

## Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation, cette expérience nous a permis aussi d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures, l'application des règlements tels que : RPA (99/version 2003), BAEL 91, CBA93, DTR et la pratique des logiciels Comme : ROBOT 2014, GEOSEC, ...etc.

La recherche du bon comportement dynamique de la structure nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.
- Le critère le plus prépondérant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère du coup feu.
- L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.
- La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- La disposition et les dimensions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures contreventées par un système mixtes.
- L'irrégularité en plan de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds, nous a permis de vérifier que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- La faible capacité portante de sol nous a permis de choisir un radier générale comme fondations.

Enfin, l'utilisation du ROBOT2014 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, et trouvé un bon comportement pour la structure étudiée.

# Bibliographie

# Bibliographie

- Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).
- Document Technique Réglementaire DTR BC 2.48 « Règles Parasismiques Algériennes, RPA 99 / version 2003 ».
- DTR BC.2.2 « charges permanentes et charges d'exploitations ».
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours de béton armé, 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> année Génie Civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

# Logiciels utilisés

- Robot 2014
- GEOSEC

# Annexes

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

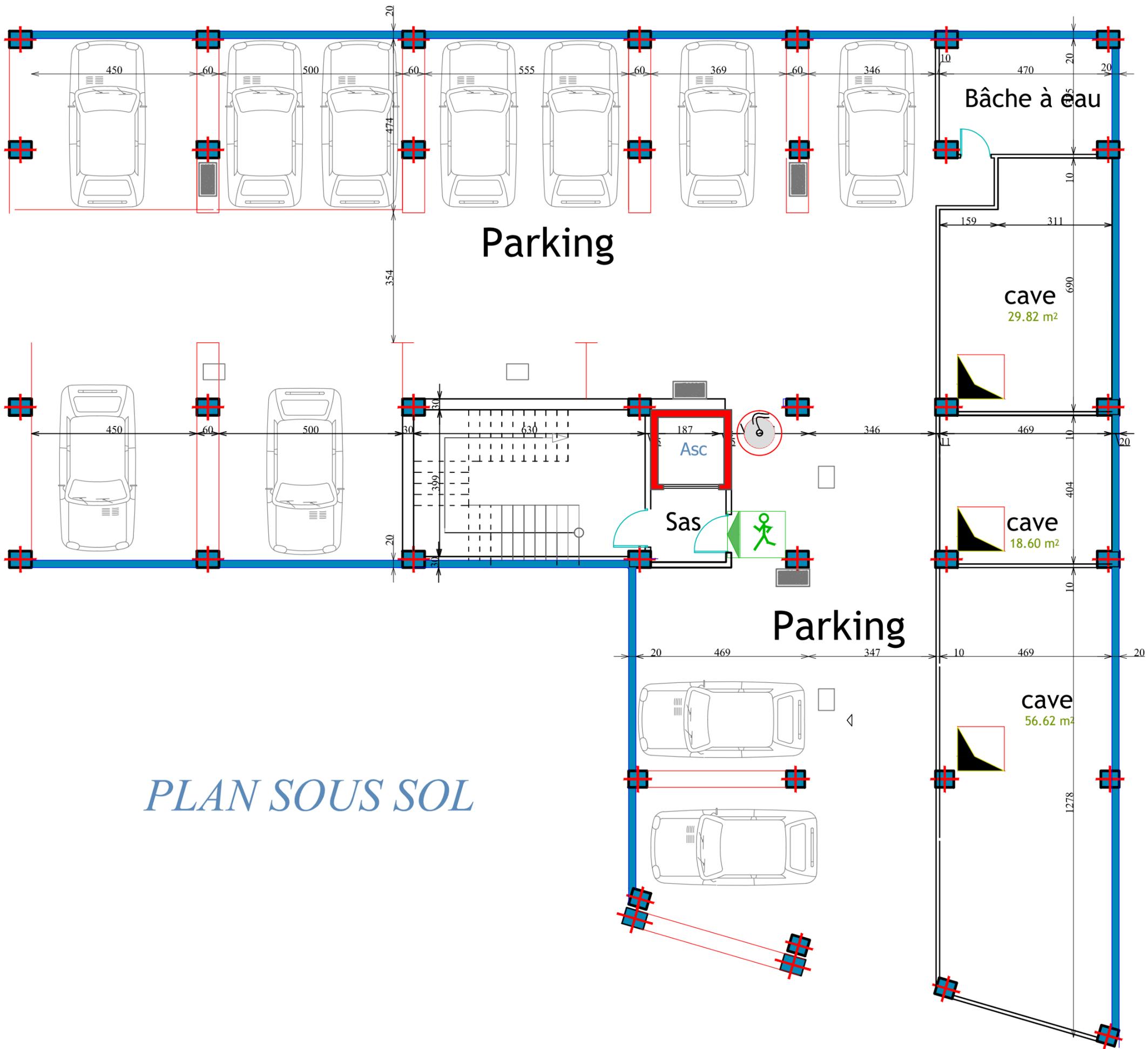
Tableau des Armatures  
(en cm<sup>2</sup>)

<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

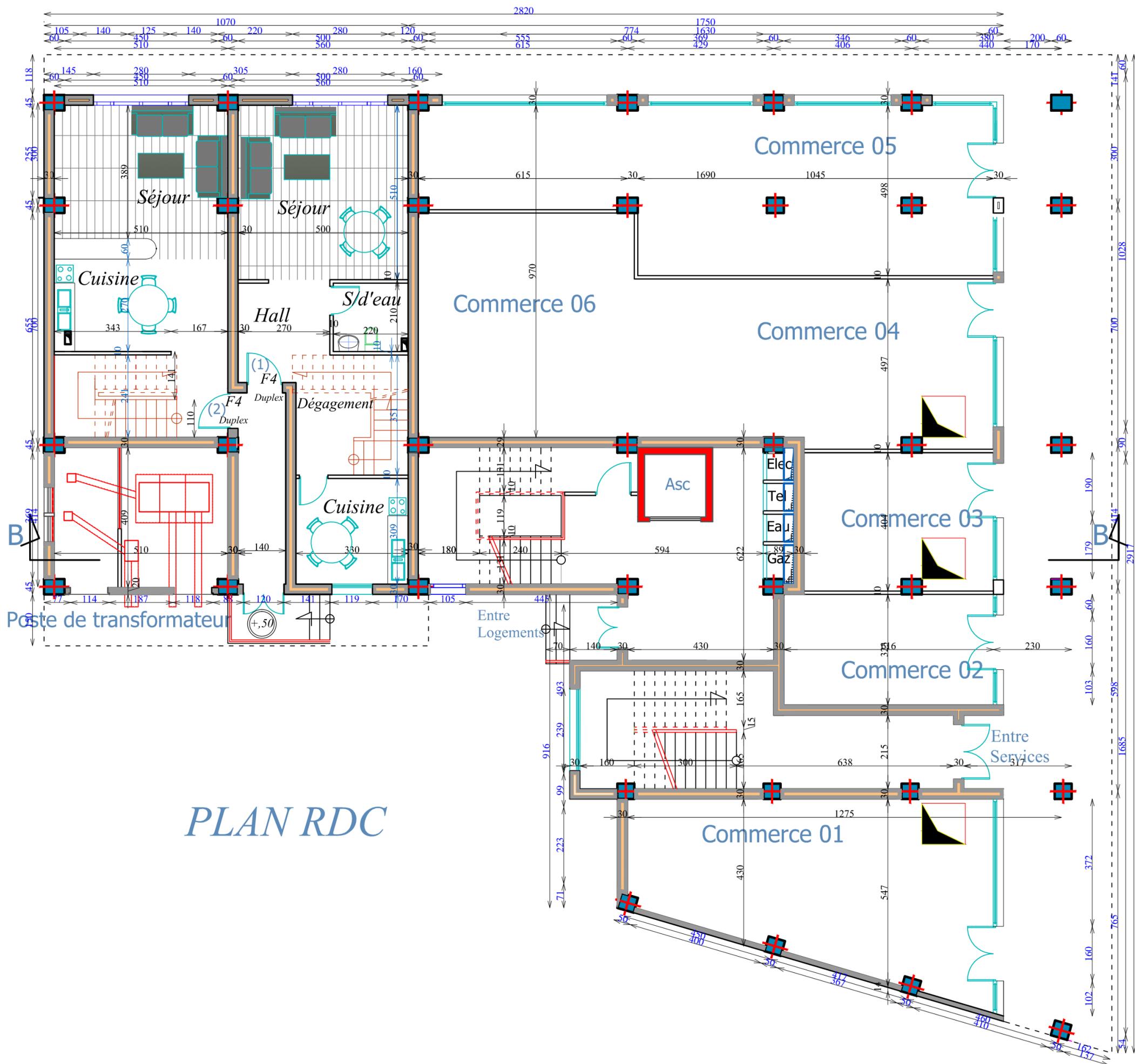
# Rapport de sol



# LES PLANS ARCHITECTURAUX

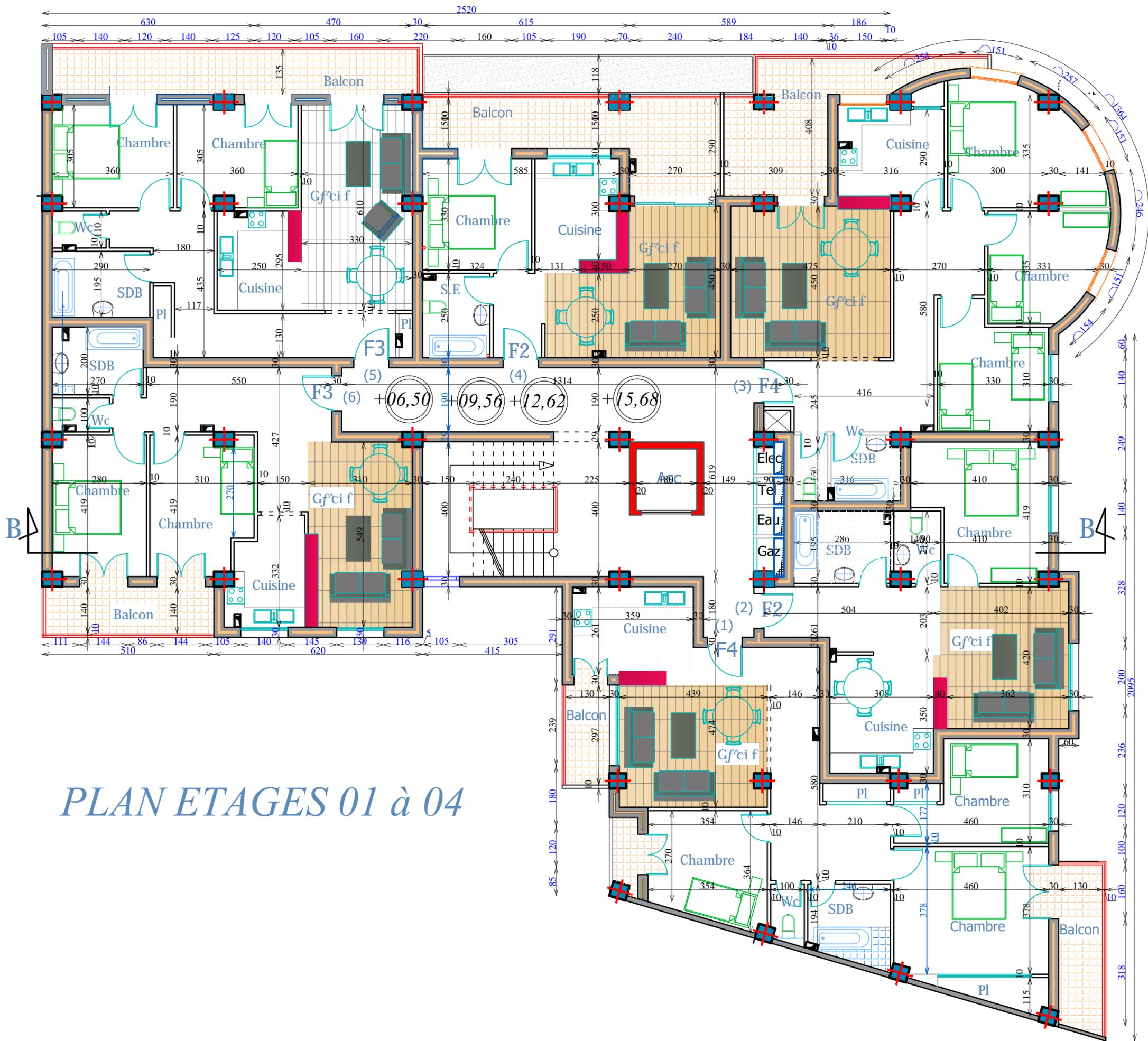


*PLAN SOUS SOL*

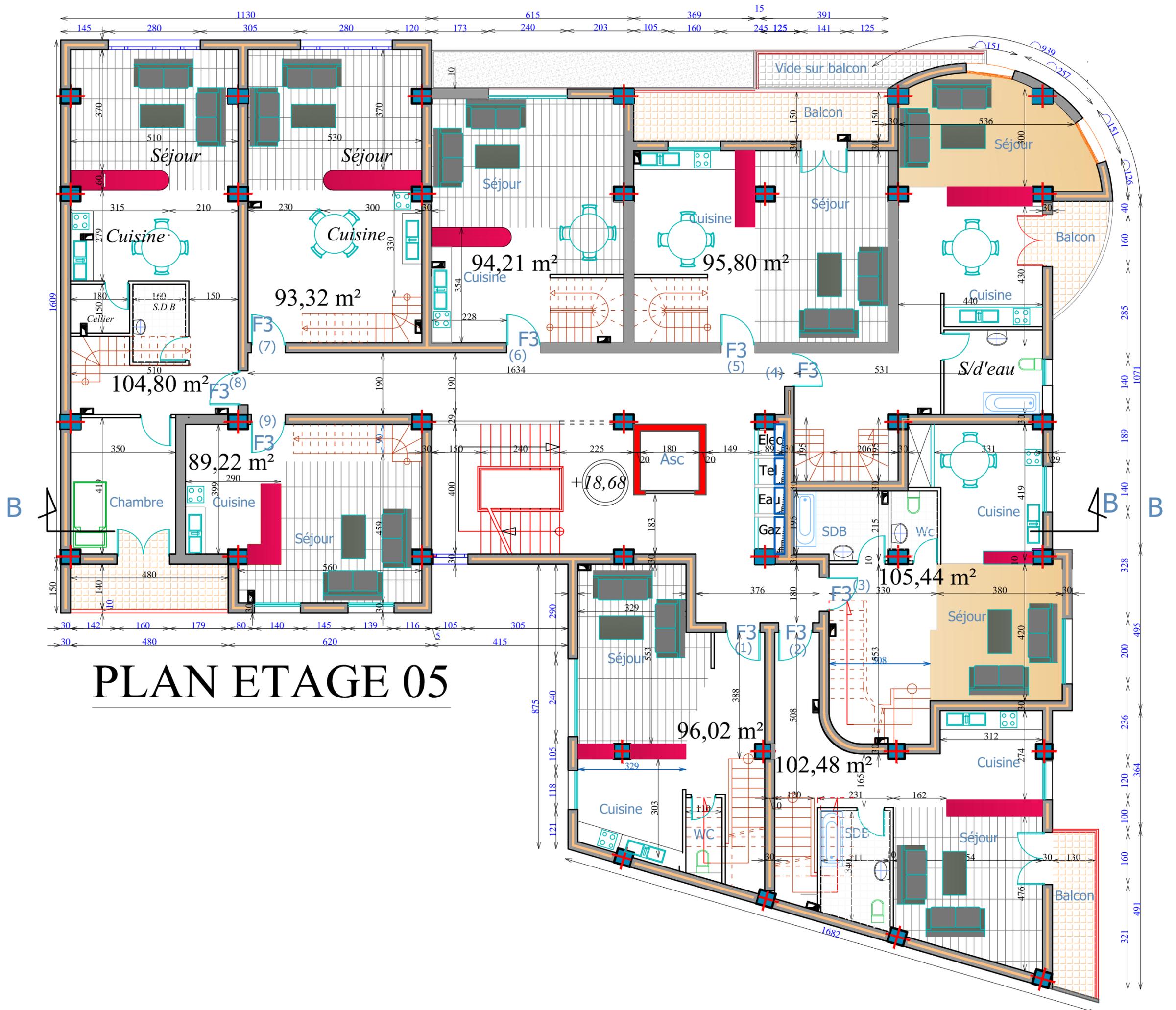


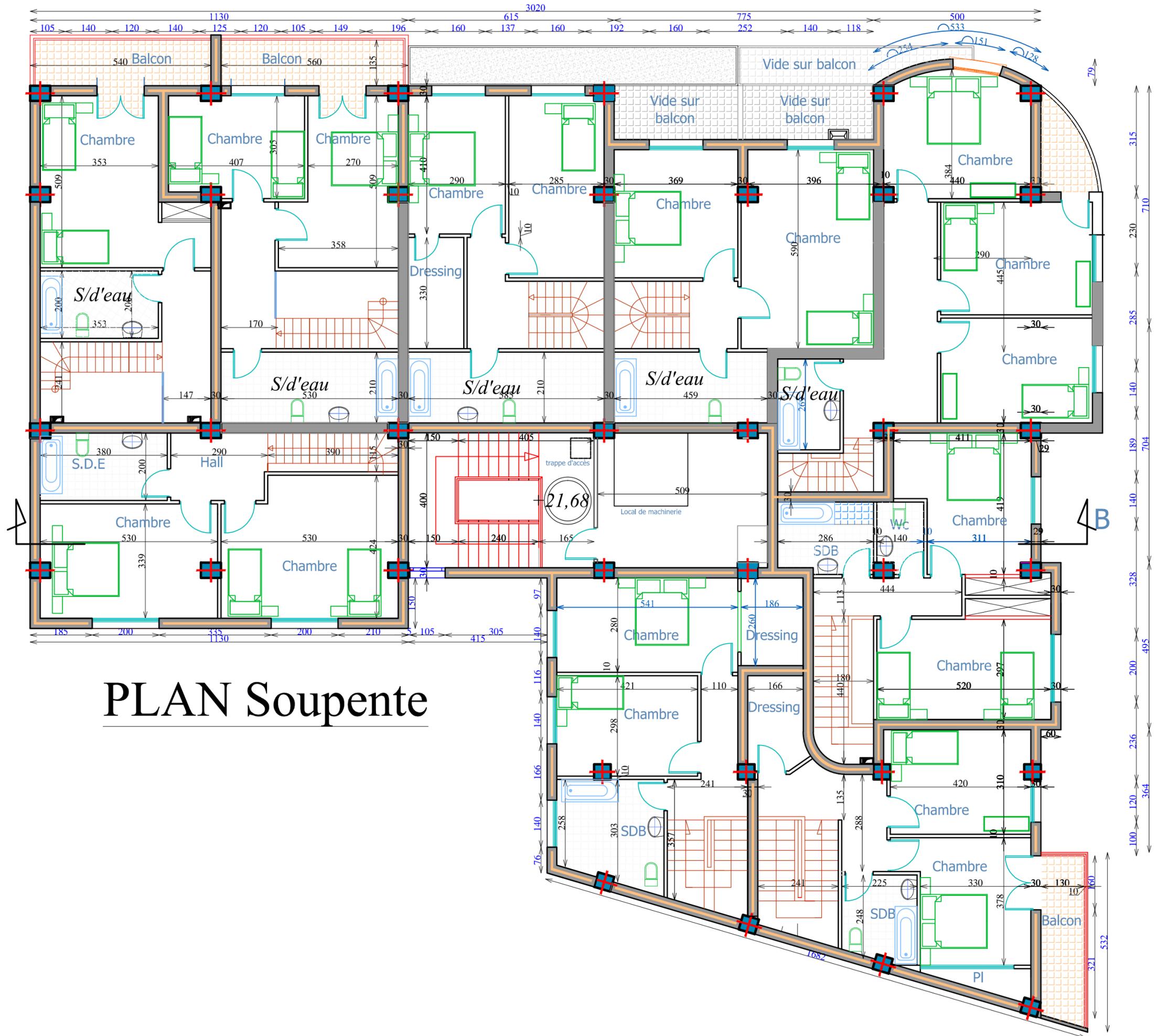
PLAN RDC



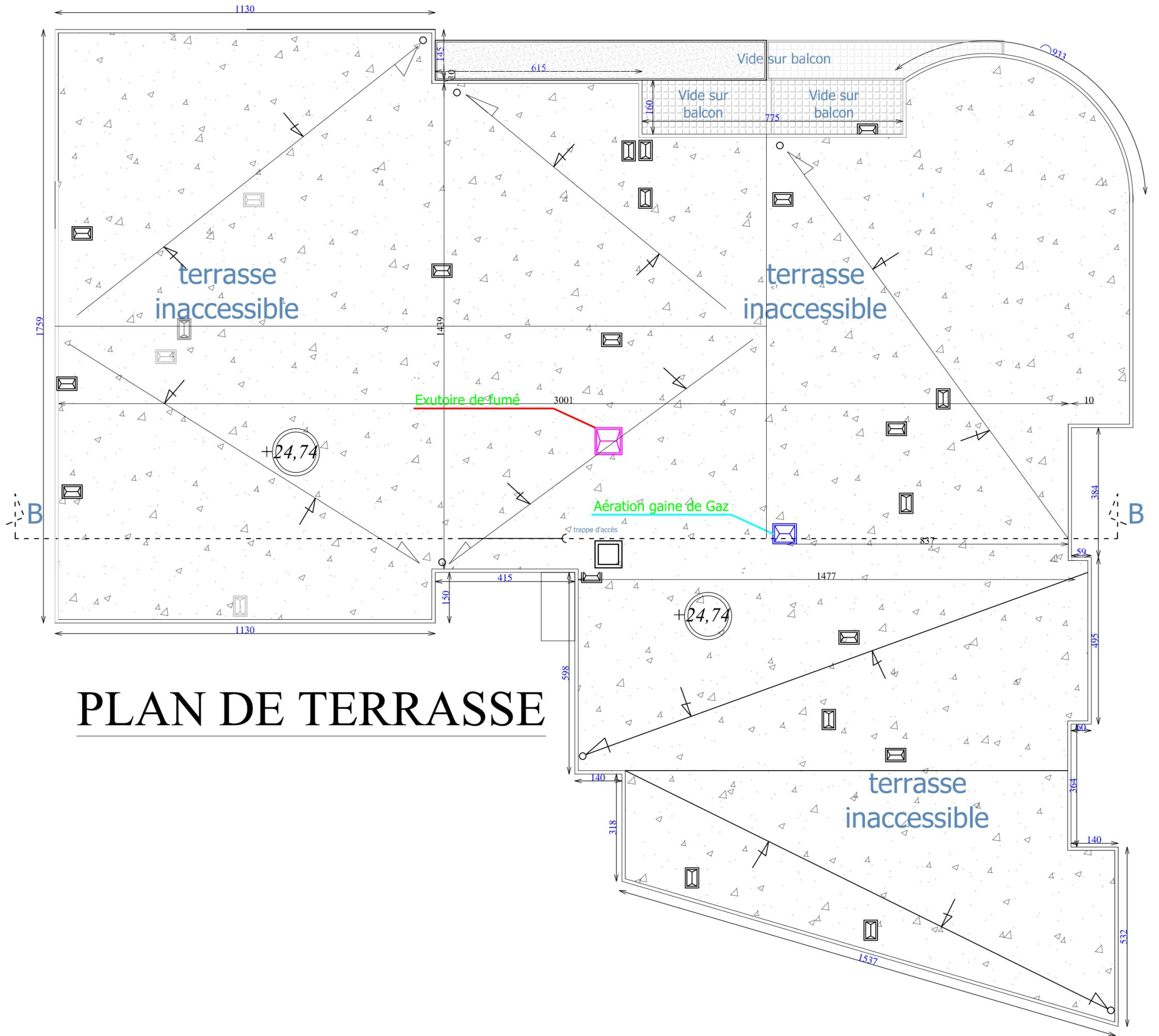


*PLAN ETAGES 01 à 04*





**PLAN Soupente**



# PLAN DE TERRASSE



Façade Laterale



Façade Principale