

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique
Université de TLEMCEM
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire d'Obtention du Diplôme
de MASTER en Génie civil
Option : Ingénierie des structures.

Thème:

**Étude de la réhabilitation des bâtiments existants par
l'ajout des voiles.**

Présenté en Octb 2013 par :

BENBAOUCHE REDOUANE

BENYAHIA AHMED

Devant le jury composé de :

M^r HOUTI
M^r BENYACOUB
M^r TALEB
M^r RAS

Président
Examineur
Examineur
Encadreur

DEDICACE

✚ *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. Vous vous êtes dépensés pour moi sans compter.*

✚ *A mes oncles, tantes, cousins et cousines ; Vous avez de près ou de loin contribué à ma formation.*

✚ *A toute ma famille sans exception.*

✚ *A toutes personnes qui m'a aidé à poursuivre mes études.*

✚ *Enfin à tous ceux qui sont très chers.*

BENYAHIA AHMED

DEDICACE

- ✚ *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. Vous vous êtes dépensés pour moi sans compter.*
- ✚ *A mes chers frères Abdelouaheb, Mohamed, Miloud, et Omar.*
- ✚ *A mes oncles, tantes, cousins et cousines ; Vous avez de près ou de loin contribué à ma formation.*
- ✚ *A toute ma famille sans exception.*
- ✚ *A toutes personnes qui m'a aidé à poursuivre mes études.*
- ✚ *Sincère gratitude à mes amis (es) : AMINE BELHACINI, AMINE BENAMAR , AMINE MAAMR, MOHAMED SABER, REDA SIDI AISSA et surtout la promotion de génie civil option EST.*
- ✚ *A celui qui ma collaboré dans la réalisation de ce mémoire, à toi HMIDA.*
- ✚ *Enfin à tous ceux qui sont très chers.*

BENBABOUCHE REDOUANE.

REMERCIEMENT

Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour atteindre notre objectif, et tous les enseignants qui ont contribué à notre formation durant tous les cycles.

Nous voudrions exprimer notre sincère gratitude à notre encadreur « Mr. *RAS Abdelouaheb* » de nous avoir pris en charges, et pour leur disponibilité, leur aide et leurs précieux conseils.

Et aussi nos remerciements s'adressent en particulière
Tous les enseignants de département de génie civil
A tous ceux qui nous ont aidés et encouragés de près ou de loin
A tous ceux nous disons

On remercie Mr. Benyacoub de nous avoir aidés à réaliser ce travail.
Nous ne saurons oublier de remercier les honorables Membres de Jury qui nous ont fait l'immense honneur de Présider et d'examiner ce Modeste travail.
A tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien, trouvent ici, l'expression de nos vive et sincère reconnaissance.

Sommaire

Chapitre 1 : Introduction et problématique

| | |
|--------------------------------------|------------------------------------|
| I.1. Introduction générale..... | Erreur ! Signet non défini. |
| I.2. Problématique et objectifs..... | Erreur ! Signet non défini. |
| I.3. Plan de travail | Erreur ! Signet non défini. |

Chapitre 2 : Type et cause des dommages

| | |
|---|------------------------------------|
| II.1. Introduction | Erreur ! Signet non défini. |
| II.2. Causes des désordres..... | Erreur ! Signet non défini. |
| II.3. Niveaux des dommages | Erreur ! Signet non défini. |
| II.4. Les dommages subis par les bâtiments lors d'un séisme ... | Erreur ! Signet non défini. |
| II.4.1. Les dommages liés à la conception des bâtiments | Erreur ! Signet non défini. |
| II.4.2. Dommages liés aux portiques en béton armé | Erreur ! Signet non défini. |
| II.4.3. Portiques en béton armé avec remplissages en maçonnerie | Erreur ! Signet non défini. |
| II.4.4. Voiles en béton armé | Erreur ! Signet non défini. |
| II.4.5. Planchers | Erreur ! Signet non défini. |
| II.5. Conclusion : | Erreur ! Signet non défini. |

Chapitre 3 : Diagnostic et stratégie de renforcement

| | |
|---|------------------------------------|
| III.1. Introduction | Erreur ! Signet non défini. |
| III.2. Mesures d'urgence | Erreur ! Signet non défini. |
| III.3. Méthodologie de diagnostic | Erreur ! Signet non défini. |
| III.3.1. Pré-diagnostic | Erreur ! Signet non défini. |
| III.3.2. Diagnostic | Erreur ! Signet non défini. |
| III.3.3. La modélisation finale | Erreur ! Signet non défini. |
| III.3.4. Projet d'exécution | Erreur ! Signet non défini. |
| III.3.5. Renforcement | Erreur ! Signet non défini. |
| III.4. Stratégie de Renforcement | Erreur ! Signet non défini. |
| III.4.1. Réduction du niveau d'action sismique | Erreur ! Signet non défini. |
| III.4.2. Amélioration du niveau de performance d'un bâtiment | Erreur ! Signet non défini. |
| III.5. Techniques de renforcement de la structure | Erreur ! Signet non défini. |
| III.5.1. Renforcement par Ajout de murs de contreventement Voiles béton | Erreur ! Signet non défini. |
| III.5.2. Renforcement par des murs de remplissage | Erreur ! Signet non défini. |
| III.5.3. Renforcement par des murs en ailes | Erreur ! Signet non défini. |
| III.5.4. Renforcement par des palées triangulées | Erreur ! Signet non défini. |
| III.6. Techniques de renforcement des éléments | Erreur ! Signet non défini. |
| III.6.1. Renforcement des poteaux | Erreur ! Signet non défini. |

| | |
|--|------------------------------------|
| III.6.2. Renforcement des poutres | Erreur ! Signet non défini. |
| III.6.3. Renforcement des voiles | Erreur ! Signet non défini. |
| III.6.4. Renforcement des planchers | Erreur ! Signet non défini. |
| III.6.5. Renforcement des murs en maçonnerie | Erreur ! Signet non défini. |
| III.6.6. Renforcement des fondations | Erreur ! Signet non défini. |
| III.7. Conclusion..... | Erreur ! Signet non défini. |

Chapitre 4 : Présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux

| | |
|---|------------------------------------|
| IV.1. Présentation de l'ouvrage..... | Erreur ! Signet non défini. |
| IV.1.1 : Dimension en élévation et en plans : | Erreur ! Signet non défini. |
| IV.1.2 : Schéma de l'ouvrage : | Erreur ! Signet non défini. |
| IV.1.3 : Classification de l'ouvrage : | Erreur ! Signet non défini. |
| IV.1.4 : Revoir Fonction : | Erreur ! Signet non défini. |
| IV.2 : Caractéristiques des matériaux: | Erreur ! Signet non défini. |
| IV.2.1. Le Béton : | Erreur ! Signet non défini. |
| IV.2.2: Les Aciers : | Erreur ! Signet non défini. |
| IV.3 : Principaux produits de réparation : | Erreur ! Signet non défini. |
| IV.3.1 : Mortiers : | Erreur ! Signet non défini. |
| IV.3.2 : Résine de reprise de bétonnage medapoxy primaire. | Erreur ! Signet non défini. |
| IV.3.3 : Produit de réparation a base de résine epoxy | Erreur ! Signet non défini. |
| IV.4 : Evaluation Des Charges : | Erreur ! Signet non défini. |

Chapitre 5 : Vérification de la structure existante

| | |
|--|------------------------------------|
| V.1.Introduction | Erreur ! Signet non défini. |
| V.2. Etude sismique dynamique..... | Erreur ! Signet non défini. |
| V.2.1. Objectif de l'étude dynamique | Erreur ! Signet non défini. |
| V.2.2. Présentation des différentes méthodes de calcul | Erreur ! Signet non défini. |
| V.2.3.Choix de la méthode de calcul | Erreur ! Signet non défini. |
| V.2.4.Méthode d'analyse modale spectrale..... | Erreur ! Signet non défini. |
| V.3. Vérification selon le RPA 99V2003 | Erreur ! Signet non défini. |
| V.3.1. Vérification de la période fondamentale | Erreur ! Signet non défini. |
| V.3.2. Justification de la force sismique de calcul | Erreur ! Signet non défini. |
| V.3.3. Distribution verticale de la force sismique | Erreur ! Signet non défini. |
| V.3.4. Distribution horizontale des forces sismiques | Erreur ! Signet non défini. |
| V.3.5. Vérification des déplacements | Erreur ! Signet non défini. |
| V.3.6. Vérification de la largeur de joint sismique | Erreur ! Signet non défini. |
| V.3.7. Justification de l'effet P- Δ | Erreur ! Signet non défini. |
| V.3.8. Vérification du renversement..... | Erreur ! Signet non défini. |

| | |
|---|------------------------------------|
| V.4. Vérification des poteaux | Erreur ! Signet non défini. |
| V.4.1. Vérification de coffrage des poteaux | Erreur ! Signet non défini. |
| V.4.2. Vérification de la section des poteaux | Erreur ! Signet non défini. |
| V.4.3. Vérification de l'effort normal réduit | Erreur ! Signet non défini. |
| V.4.4. Vérification des sollicitations tangentes | Erreur ! Signet non défini. |
| V.4.5. Vérification de ferrailage des poteaux | Erreur ! Signet non défini. |
| V.5. Vérification des poutres | Erreur ! Signet non défini. |
| V.5.1. Vérification de la section attribuée aux poutres | Erreur ! Signet non défini. |
| V.5.2. Vérification de la contrainte tangentielle | Erreur ! Signet non défini. |
| V.5.3. Vérification de ferrailage des poutres | Erreur ! Signet non défini. |
| V.6. Etude de l'infrastructure | Erreur ! Signet non défini. |
| V.6.1. Introduction : | Erreur ! Signet non défini. |
| V.6.2. Choix du type de fondation | Erreur ! Signet non défini. |
| V.6.3. Vérification des fondations : | Erreur ! Signet non défini. |
| V.6.4. Vérification de dimensionnement : | Erreur ! Signet non défini. |
| V.7. CONCLUSION : | Erreur ! Signet non défini. |

Chapitre 6 : Etude de renforcement de la structure

| | |
|---|------------------------------------|
| VI.1. Introduction | Erreur ! Signet non défini. |
| VI.1.1 Schéma de la variante proposée par le bureau d'étude | Erreur ! Signet non défini. |
| VI.2. Vérification selon le RPA 99V2003 | Erreur ! Signet non défini. |
| VI.2.1. Etude sismique et dynamique | Erreur ! Signet non défini. |
| VI.2.2. Vérification de la période fondamentale | Erreur ! Signet non défini. |
| VI.2.3. Justification de la force sismique de calcul | Erreur ! Signet non défini. |
| VI.2.4. Distribution verticale de la force sismique | Erreur ! Signet non défini. |
| VI.2.5. Distribution horizontale des forces sismiques | Erreur ! Signet non défini. |
| VI.2.6. Vérification des déplacements | Erreur ! Signet non défini. |
| VI.2.7. Vérification de la largeur de joint sismique | Erreur ! Signet non défini. |
| VI.2.8. Justification de l'effet P- Δ | Erreur ! Signet non défini. |
| VI.2.9. Vérification du renversement | Erreur ! Signet non défini. |
| VI.3. Vérification des poteaux | Erreur ! Signet non défini. |
| VI.3.1. Vérification de l'effort normal réduit | Erreur ! Signet non défini. |
| VI.3.2. Vérification des sollicitations tangentes | Erreur ! Signet non défini. |
| VI.3.3. Vérification de ferrailage des poteaux | Erreur ! Signet non défini. |
| VI.4. Vérification de ferrailage des poutres | Erreur ! Signet non défini. |
| VI.4.1. Ferrailage longitudinales | Erreur ! Signet non défini. |
| VI.5. Justification de l'interaction portiques-voiles | 81 |
| VI.6. Etudes des voiles | Erreur ! Signet non défini. |
| VI.6.1. Introduction | Erreur ! Signet non défini. |

| | |
|---|------------------------------------|
| VI.6.2.Type de chargement des voiles..... | Erreur ! Signet non défini. |
| VI.6.3.Règles communes..... | Erreur ! Signet non défini. |
| VI.6.4. Predimensionnement des voiles | Erreur ! Signet non défini. |
| VI.6.5. Ferrailage des voiles | Erreur ! Signet non défini. |
| VI.6.6. Ferrailage des linteaux | Erreur ! Signet non défini. |
| VI.7. Etude de l'infrastructure | Erreur ! Signet non défini. |
| VI.7. 1.Etude des semelles filantes sous voiles..... | Erreur ! Signet non défini. |
| VI.7. 2. Ferrailage des semelles filantes sous voiles : | Erreur ! Signet non défini. |

Chapitre 7 : Proposition d'une nouvelle variante de renforcement

| | |
|--|------------------------------------|
| VII.1. Etude de la variante proposée..... | Erreur ! Signet non défini. |
| VII.1. Schéma de la variante proposée par le bureau d'étude | Erreur ! Signet non défini. |
| VII.2. Vérification selon le RPA 99V2003 | Erreur ! Signet non défini. |
| VII.2.1.Etude sismique et dynamique..... | Erreur ! Signet non défini. |
| VII.2.2. Vérification de la période fondamentale | Erreur ! Signet non défini. |
| VII.2.3. Justification de la force sismique de calcul | Erreur ! Signet non défini. |
| VII.2.4. Distribution verticale de la force sismique..... | Erreur ! Signet non défini. |
| VII.2.5. Distribution horizontale des forces sismiques | Erreur ! Signet non défini. |
| VII.2.6. Vérification des déplacements | Erreur ! Signet non défini. |
| VII.2.7. Vérification de la largeur de joint sismique | Erreur ! Signet non défini. |
| VII.2.8. Justification de l'effet P- Δ | Erreur ! Signet non défini. |
| VII.2.9. Vérification du renversement | Erreur ! Signet non défini. |
| VII.3. VII.3.Vérification des poteaux | Erreur ! Signet non défini. |
| VII.3.1. Vérification de l'effort normal réduit | Erreur ! Signet non défini. |
| VII.3.2. Vérification des sollicitations tangentes..... | Erreur ! Signet non défini. |
| VII.3.3. Vérification de ferrailage des poteaux..... | Erreur ! Signet non défini. |
| VII.4. VII.4. Vérification de ferrailage des poutres | Erreur ! Signet non défini. |
| VII.4. 1. Ferrailage longitudinales..... | Erreur ! Signet non défini. |
| VII.5.Justification de l'interaction portique-voiles | Erreur ! Signet non défini. |
| VII.6. Etudes des voiles | Erreur ! Signet non défini. |
| VII.6.1. Ferrailage des voiles | Erreur ! Signet non défini. |
| VII.6.2. Ferrailage des linteaux..... | Erreur ! Signet non défini. |
| Conclusion générale..... | 104 |

LISTE DES TABLEAUX

- Tableau V.2. Périodes et facteurs de participation modale. **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau V.3. Poids des différents étages. **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau V.4. Distribution verticale de la force sismique **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau V.5. Distribution horizontale des forces sismiques. **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau V.6. Déplacements relatifs dans le sens longitudinal ... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau V.7. Déplacements relatifs dans le sens transversal **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau V.8. Déplacements inter- étages **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau V.9. Justification de l'effet P- Δ dans le sens longitudinal **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau V.10. Justification de l'effet P- Δ dans le sens transversal **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau V.11. Vérification du renversement **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau V.12. Vérification de la section des poteaux **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau V.13. Vérification de l'effort normal réduit dans le sens longitudinal **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau V.14. Vérification de l'effort normal réduit dans le sens transversal **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau V.15. Caractéristique géométrique du poteau **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau V.16. Vérification de La contrainte de cisaillement dans le sens longitudinal **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau V.17. Vérification de La contrainte de cisaillement dans le sens transversal **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau V.18. Les armatures longitudinales minimales selon RPA99/v2003 **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau V.19. Le pourcentage maximal des armatures selon RPA99/v2003 **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau V.20. La longueur minimale de recouvrement selon RPA99/v2003 **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau V.21. Ferrailage existante des poteaux. **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau V.22. Les sollicitations dans les poteaux **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau. V. 23. Ferrailage des poteaux **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau. V.24. Vérification de la contrainte tangentielle dans les poutres (30x40). **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau. V.25. Vérification de la contrainte tangentielle dans les poutres (30x60). **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau. V.26. Vérification de la contrainte tangentielle dans les poutres (30x110). **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau. V.27. les armateurs longitudinaux minimaux dans les poutres selon le RPA99/v2003 **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau. V.28. Le pourcentage maximal des armatures dans les poutres selon RPA99/v2003 **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. V.29. Vérification les sections des armateurs existantes par rapport le min RPA **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. V.30. Vérification de A_{sex} existantes en travée des poutres (30x40) **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. V.31. Vérification de A_{sex} existantes en travée des poutres (30x60) **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. V.32. Vérification de A_{sex} existantes en travée des poutres (30x110) **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. V.33. Vérification de A_{sex} existantes en appuis des poutres (30x40) **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. V.34. Vérification de A_{sex} existantes en appuis des poutres (30x60) **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. V.35. Vérification de A_{sex} existantes en appuis des poutres (30x110) **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. V.36. Vérification la Condition de non fragilité..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. V.37. vérification S_t existante dans les poutres. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. V.38. Niveau de fondation. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. V.39. Vérification de dimensionnement des semelles isolées **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. V.40. Vérification de dimensionnement des semelles filantes **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.1. Périodes et facteurs de participation modale. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.2. Poids des différents étages..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.3. Distribution verticale de la force sismique **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.4. Distribution horizontale des forces sismiques. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.5. Déplacements relatifs dans les deux sens longitudinal et transversal **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.6. Déplacements inter- étages..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.7. Justification de l'effet P- Δ dans le sens longitudinal **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.8. Justification de l'effet P- Δ dans le sens transversal **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.9. Vérification du renversement **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.10. Vérification de l'effort normal réduit dans le sens longitudinal **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.11. Vérification de l'effort normal réduit dans le sens transversal **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.12. Vérification de L_a la contrainte de cisaillement dans le sens longitudinal **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.13. Vérification de L_a la contrainte de cisaillement dans le sens transversal **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. VI. 14. Ferrailage longitudinale des poteaux..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. VI.15. Vérification de ASexistantes en travée des poutres(30x40)**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. VI.16. Vérification de ASexistantes en travée des poutres(30x60)**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. VI.17. Vérification de ASexistantes en travée des poutres (30x110).**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. VI.18. Vérification de ASexistantes en appuis des poutres (30x40)**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. VI.19. Vérification de ASexistantes en appuis des poutres (30x60)**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. VI.20. Vérification de ASexistantes en appuis des poutres (30x110)**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau.VI.21. Pré dimensionnement des voiles. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau.VI.22. Dimensionnement des semelles filantes sous voiles**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau.VI.23. Ferrailage des semelles filantes sous voiles **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII.1. Périodes et facteurs de participation modale. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII.2. Poids des différents étages. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII.3. Distribution verticale de la force sismique **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII.4. Distribution horizontale des forces sismiques. .. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII.5. Déplacements relatifs dans les deux sens longitudinal et transversal**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII.6. Déplacements inter- étages **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII.7. Justification de l'effet P- Δ dans le sens longitudinal**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII.8. Justification de l'effet P- Δ dans le sens transversal**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII.9. Vérification du renversement..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII.10. Vérification de l'effort normal réduit dans le sens longitudinal.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII.11. Vérification de l'effort normal réduit dans le sens transversal**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII.12. Vérification de La contrainte de cisaillement dans le sens longitudinal **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII.13. Vérification de La contrainte de cisaillement dans le sens transversal**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. VII. 14. Ferrailage longitudinale des poteaux **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. VII.15. Vérification de ASexistantes en travée des poutres(30x40)**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. VII.16. Vérification de ASexistantes en travée des poutres(30x60)**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. VII.17. Vérification de ASexistantes en travée des poutres(30x110)**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. VII.18. Vérification de ASexistantes en appuis des poutres (30x40)**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. VII.19. Vérification de ASexistantes en appuis des poutres (30x60)**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. VII.20. Vérification de ASexistantes en appuis des poutres (30x110)**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. VII.21. Les sollicitations des voiles. **Erreur ! Signet non défini.**

Liste des figures

- Fig. I.1: Plastification des poteaux avant les poutres..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. I.2: Cisaillement Des Poteaux court..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. I.3 : Formation des rotules plastiques et apparition d'un mécanisme dans les poteaux ... d'un étage souple..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. I.4 : Perte d'un étage **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. I.5: Perte totale ou partielle du rez-de chaussée des constructions à ossature en béton armé..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. I.6: Effondrement à cause de l'absence d'armatures transversales .**Erreur ! Signet non défini.**
- dans le nœud et dans la zone critique du poteau. **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. I.7:Entrechoquement de bâtiments voisins séparés par un joint de dilatation. ...**Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. I.8: Fissuration en X aux niveaux de maçonnerie **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. II.1: Effondrement du bâtiment de droite et interaction avec le bâtiment mitoyen.**Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. II.2 : Effondrement total d'un bâtiment de 5 étages..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. II.3 : Coup de fouet dans les étages supérieurs d'une construction.**Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. II.4 : Effondrement en « mille-feuilles » des planchers d'une construction.**Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. II.5 : Largeur de joint insuffisante, effondrement complet du bloc après entrechoquement. **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. II.6 : Basculement des bâtiments après entrechoquement. . **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. II.7 : Fissure importante aux niveaux de la zone nodale due aux effets de l'effort tranchant. **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. II.8 : Endommagement de poteaux courts par cisaillement et un manque des armatures transversales. **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. II.9 : Rupture au droit de la surface de reprise de bétonnages, insuffisance d'armatures transversales, béton de mauvaise qualité. **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. II.10 : Destruction de l'extrémité du poteau du fait de l'absence d'armatures transversales et de la présence de la talonnette. **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. II.11 : Les fissures en X et les ruptures par effort tranchant qui ont affecté les colonnes. **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. II.12 : Eclatement de béton dans les poteaux court. **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. II.13 : Fissure aux niveaux de la zone nodale..... **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. II.14 : Fissures inclinées dues aux effets de l'effort tranchant. **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. II.15 : Fissures à mi travée. **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. II.16 : Fissure importante sur toute la longueur de la poutre. **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. II.17 : Écrasement de l'angle comprimé. **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. II.18 : Fissurations en X aux niveaux de la maçonnerie. **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. II.19 : Dislocation des remplissages de maçonnerie. **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. II.20 : Destruction des panneaux. **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. 2.21 : Rupture en diagonale. **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. 2.22 : Fissure critique diagonale. **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. II.23 : Fissure très importante au niveau du plancher **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. III.1: Niveau de performance. **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. III.2: Ajout d'un mur de contreventement **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. III.3: Mise en place du treillis. **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. III.4: le scellement **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. IV.1. Vue en 3D de la structure existante (auto stable) **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. IV.2. Vue en plan 2D, le plancher de 2^{ème} S.sol ($h = -4,08 m$) . **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. IV.3. Vue en plan 2D, le plancher de 1^{er} S.sol ($h = 0,00m$) **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. IV.4. Vue en plan 2D, le plancher de RDC, 1^{er}, 2^{ème} étage . **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. IV.5. Vue en plan 2D, le plancher de 3^{ème} étage (terrasse 1) **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. IV.6. Vue en plan 2D, le plancher de 4^{ème} étage (terrasse 2) **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. IV.7. Diagramme parabole – rectangle (béton) **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. IV.8. Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS. **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. IV.9. Diagramme contraintes déformations (Acier) pour HA1.3.et4 et rondes lisses
..... **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. IV.10. Terrasse inaccessible 38

Fig. IV.11. Plancher étage courant, R.D.C 39

Fig. IV.12. Coupe transversale du mur extérieur **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. IV.13. Coupe transversale du mur intérieur **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. V.1. Schéma des poteaux fragile **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. V.2. Ferrailage des Poteaux existante sur plan. **Erreur ! Signet non défini.**

Fig. V.3. Ferrailage existante des poutres (30x110) **Erreur ! Signet non défini.**

| | |
|--|------------------------------------|
| Fig. V.4.Ferraillage existante des poutres (30x60) | Erreur ! Signet non défini. |
| Fig. V.5.Ferraillage existante des poutres (30x40) | Erreur ! Signet non défini. |
| Fig. VI.1: La vue en 2D et 3D de la variante réalisée..... | 71 |
| Fig. VI.1: La vue en 2D et 3D de la variante réalisée..... | 91 |

Chapitre 1

Introduction et problématique

Chapitre 2

Type et cause des dommages

Chapitre 3

Diagnostic et stratégie de renforcement

Chapitre 4

Présentation de
l'ouvrage
et des
caractéristiques
des matériaux

Chapitre 5

Vérification de la structure existante

Chapitre 6

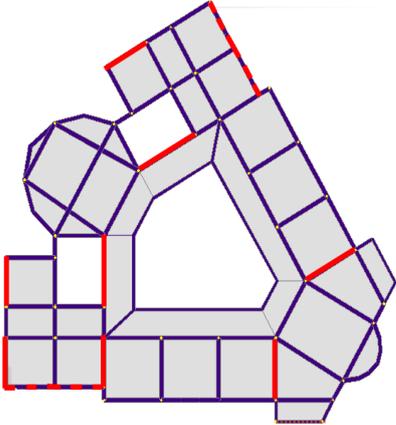
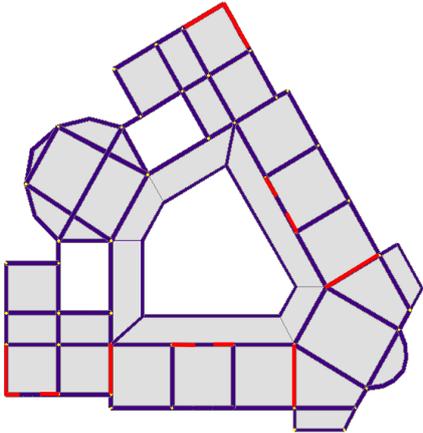
Etude de
renforcement de
la structure

Chapitre 7

Proposition d'une
nouvelle variante
de renforcement

VII.7. Analyse comparative entre les deux variantes

Tableau. VII.22. Analyse comparative entre les deux variantes

| | Variante de BET | Variante proposé |
|--|---|--|
| Positionnement des voiles |  |  |
| Nombre de voile | 12 voiles | 09 voiles |
| Périodes | TN=0.392s TN=0.392s < 1,3 Te=0.578s Vérfié | TN=0.444s TN = 0,444s < 1,3 Te=0,578s vérifié |
| Nombre de modes à considérer (RPA99, chapitre IV, Art 4.3.4). | Les 11 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% | Les 07 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% selon le |
| Modélisation selon le (RPA99, chapitre IV, Art 4.3.2.b). | Mode 1 : couplage entre le degré de liberté de translation μ_x et le degré de liberté de torsion R_z . Mode 2 : translation suivants l'axe global y. Mode3 : torsion Condition non vérifié | Mode1 : translation suivants l'axe global x Mode2 : une translation suivants l'axe global y Mode3 : torsion Condition vérifié |
| Résultante des forces sismiques de calcul (RPA99, chapitre IV, Art 4.3.6). | $V_{dyn} > 0,8.V_{stat}$ Condition vérifié dans les deux sens | $V_{dyn} > 0,8.V_{stat}$ Condition vérifié dans les deux sens |

| | | |
|--|--|---|
| justification d'interaction portiques - voiles (RPA99, chapitre III, Art3.4.A.4a). | <ul style="list-style-type: none"> • 1^{er} condition : <p>Sens long : les voiles reprendre 17.24 % des sollicitations dues aux charges verticales. 17.24 % < 20 % C. vérifié</p> <p>Sens trans : les voiles reprendre 35.54 % des sollicitations dues aux charges verticales. 35.54 % > 20% ⇒ Non vérifiée</p> | <ul style="list-style-type: none"> • 1^{er} condition : <p>Sens long : les voiles reprendre 18.73 % des sollicitations dues aux charges verticales. 18.73 % < 20 % C. vérifié</p> <p>Sens trans : les voiles reprendre 19.72 % des sollicitations dues aux charges verticales. 19.72 % < 20 % ⇒ C. vérifiée</p> |
| | <ul style="list-style-type: none"> • 2^{ieme} condition : <p>Suivant X :</p> <p>Les Voile reprendre 45.84 % dues aux forces sismiques, et le portique reprendre presque 54.16% >25 % ⇒ vérifiée Mais le portique reprendre plus de la moities des charges horizontales.</p> <p>Suivant Y : les voile reprendre 64.66% dues aux forces sismiques, et le portique reprendre presque 35.34% > 25 % ⇒ vérifiée</p> <p>Remarque : les deux conditions de la justification portique –voiles dans les deux sens ne sont pas vérifiées.</p> | <ul style="list-style-type: none"> • 2^{ieme} condition : <p>Suivant X :</p> <p>les voile reprendre 73.74 % dues aux forces sismiques, et le portique reprendre presque 26.26 % >25 % ⇒ vérifiée</p> <p>Suivant Y : les voile reprendre 70.70 % dues aux forces sismiques, et le portique reprendre presque 29.30 % >25 % ⇒ vérifiée</p> <p>Remarque : les deux conditions de la justification portique –voiles dans les deux sens sont vérifiées.</p> |

Commentaire :

D'après l'analyse comparative entre les deux variantes, on remarque qu'il y' a une relation entre les résultats qui justifier les critères de RPA et les dispositions des voiles, et a d'autre part la surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire automatiquement, une bonne résistance, vis-à-vis des séismes, mais peut nuire la stabilité de la structure, lorsque ces dernières sont mal placées.

I.1. INTRODUCTION GÉNÉRALE:

L'Algérie, et plus particulièrement le nord algérien est situé dans une zone sismique plus ou moins active, et comme plusieurs pays dans le monde, a payé de lourdes conséquences lors des séismes ayant frappé certaines villes dans les années précédentes. Si les constructions neuves sont soumises à des règles parasismiques bien précises, pratiquement rien n'est règlementairement prévu pour les bâtiments existants, c'est-à-dire que la majorité des constructions existantes ne sont pas conformes aux nouvelles règles parasismiques, et donc pour conserver ce vieux bâti, en réduire le risque sismique, il faut procéder à une réhabilitation sismique.

Il faut cependant bien admettre qu'évaluer la réponse sismique d'un bâtiment existant est plus compliqué que de construire parasismique. Premièrement parce qu'il est souvent difficile, voire impossible, de se procurer les plans et de connaître les dispositions constructives tel que l'emplacement exact des chaînages, élément déterminant dans le comportement d'une structure soumise à un séisme. Deuxièmement, il est fréquent que les constructions aient subies des modifications importantes qui les ont fragilisées. On peut citer la surélévation, le percement d'ouvertures, les destructions et reconstructions de bâtiments voisins etc...

Le risque sismique auquel peut être exposée une construction est fonction de la location géographique, les conditions du sol, l'âge de la construction le type de structure utilisé, l'état de maintenance, et l'usage du bâtiment. Le risque sismique peut être donc évalué comme étant le produit de la fréquence d'avoir un séisme par la vulnérabilité de la construction. Sur cette base, une stratégie de renforcement parasismique peut être définie.

Sachant que les travaux de réhabilitation sismique sont similaires aux travaux de renforcement effectués après un séisme, nécessitant donc un coût élevé, ainsi que l'évacuation de la construction pendant l'opération, mais avec la différence cruciale que la réhabilitation est programmée, et se fait sans dégâts matériels, et surtout sans pertes de vies humaines.

I.2. PROBLÈMATIQUES ET OBJECTIF :

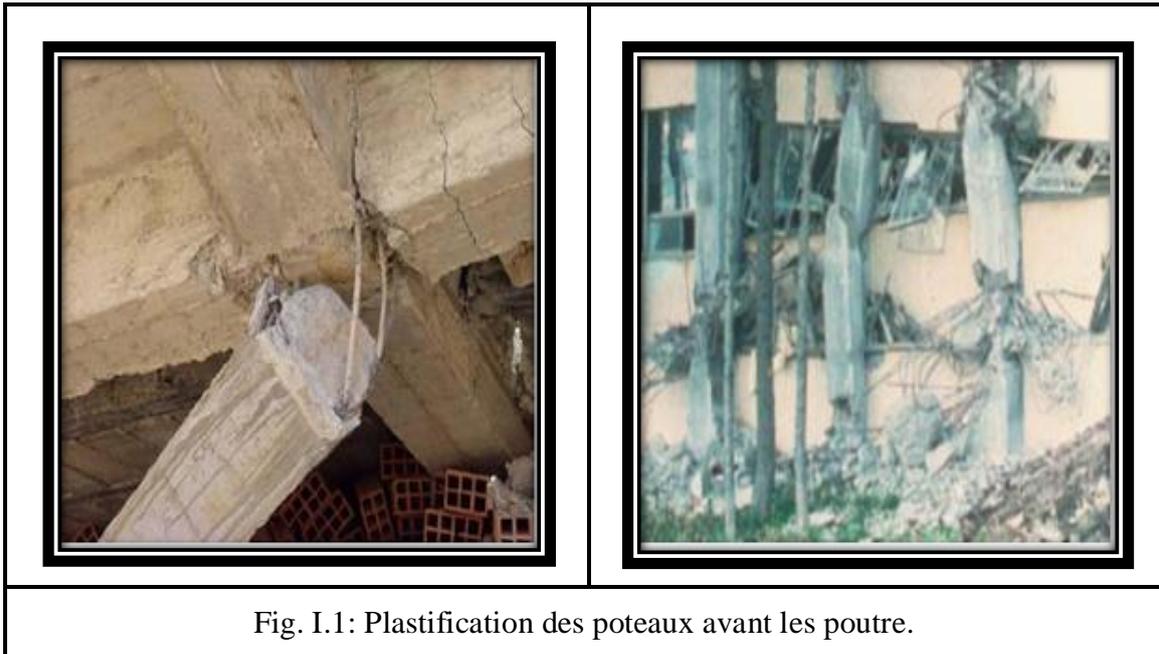
Plusieurs bâtiments existants, construits selon des codes plus anciens, ne possèdent pas la résistance nécessaire aux séismes et pourraient sérieusement compromettre la sécurité des personnes lors de phénomènes sismiques.

Ces bâtiments étaient à l'origine rarement édifiés de façon à résister aux secousses sismiques.

Les anciens bâtiments en béton armé sont caractérisés par les travaux non conformes suivants :

I.2.1. Systèmes structuraux fondés sur des poutres fortes et des poteaux faibles:

Le dimensionnement des portiques qui n'est pas conforme avec l'hypothèse de formation des rotules plastiques dans les poutres. En effet la présence de poutres et de poteaux faibles a engendré dans certains cas un mécanisme de ruine dans les poteaux précipitant ainsi l'effondrement de ces ouvrages avant même que la structure n'a atteint son état limite. (Fig. I.1) [21].

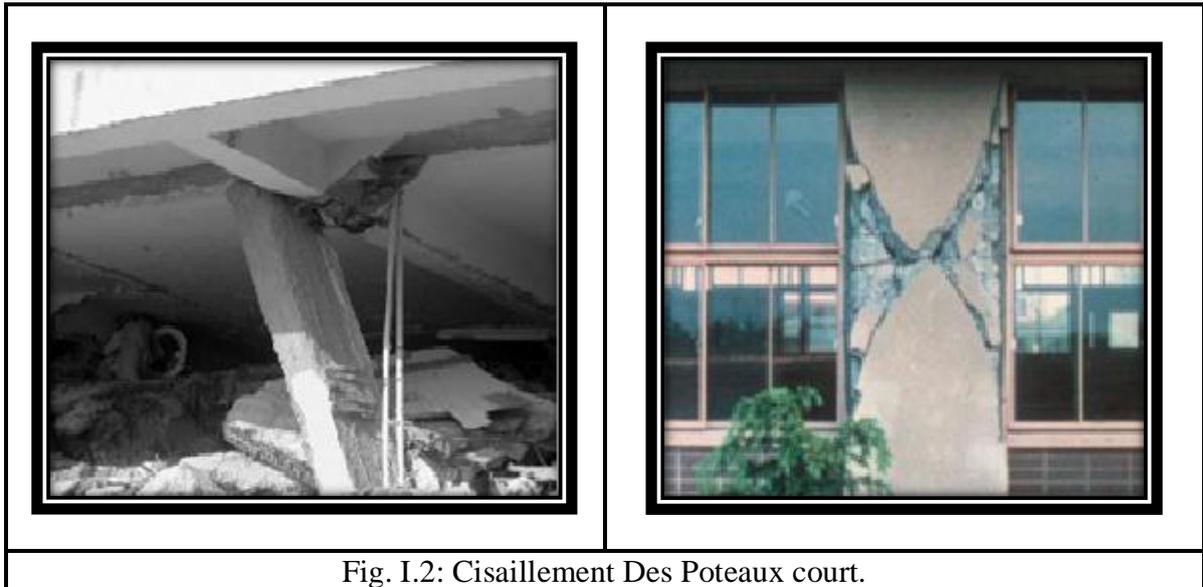


I.2.2. Présence des poteaux courtes :

La rupture par cisaillement de ce qu'il est convenu d'appeler des «colonnes courtes» est une cause majeure d'effondrement lors de tremblements de terre. Il s'agit de colonnes trapues, qui sont souvent encastées dans de solides poutres ou sommiers, ou qui sont rigidifiées par le remplissage ultérieur d'un cadre. Les poteaux courts d'une manière générale amènent à de graves désordres à l'occasion de séismes, même modérés. Si leur usage ne peut-être évité il est recommandé que des contreventements par voiles ou palées prennent l'essentiel de l'effort horizontal [1].

Les extrémités des colonnes de cadres doivent être sollicitées tout au plus jusqu'à leur moment plastique (moment de plastification, respectivement de rupture).

Les colonnes courtes, dotées d'une grande résistance à la flexion, subissent un énorme gradient de moment et par conséquent un important effort tranchant, qui entraîne souvent une rupture par cisaillement avant même que le moment plastique ne soit atteint. C'est pourquoi il convient d'éviter les colonnes courtes. Une manière de résoudre le problème consiste à concevoir les colonnes selon les règles du dimensionnement en capacité, l'effort tranchant étant majoré en tenant compte de la sur résistance de l'armature verticale [13].



I.2.3. Présence des Etages souples :

Beaucoup d'effondrements sont causés par les étages souples. Les éléments de contreventement, par exemple les parois porteuses, présentes dans les étages supérieurs sont interrompues au niveau du rez-de-chaussée. Par ce fait, un rez-de-chaussée souple en direction horizontale est créé. Les colonnes ne sont pas en mesure de résister aux mouvements différentiels entre le sol et la partie supérieure du bâtiment sans endommagement. Les grandes déformations plastiques aux extrémités des colonnes mènent au redouté mécanisme de colonne et à l'effondrement de l'étage concerné, voir du bâtiment entier.

Un étage souple peut également se trouver dans les étages supérieurs. Le mécanisme de rupture et les conséquences sont les mêmes que pour le rez-de-chaussée souple[14].

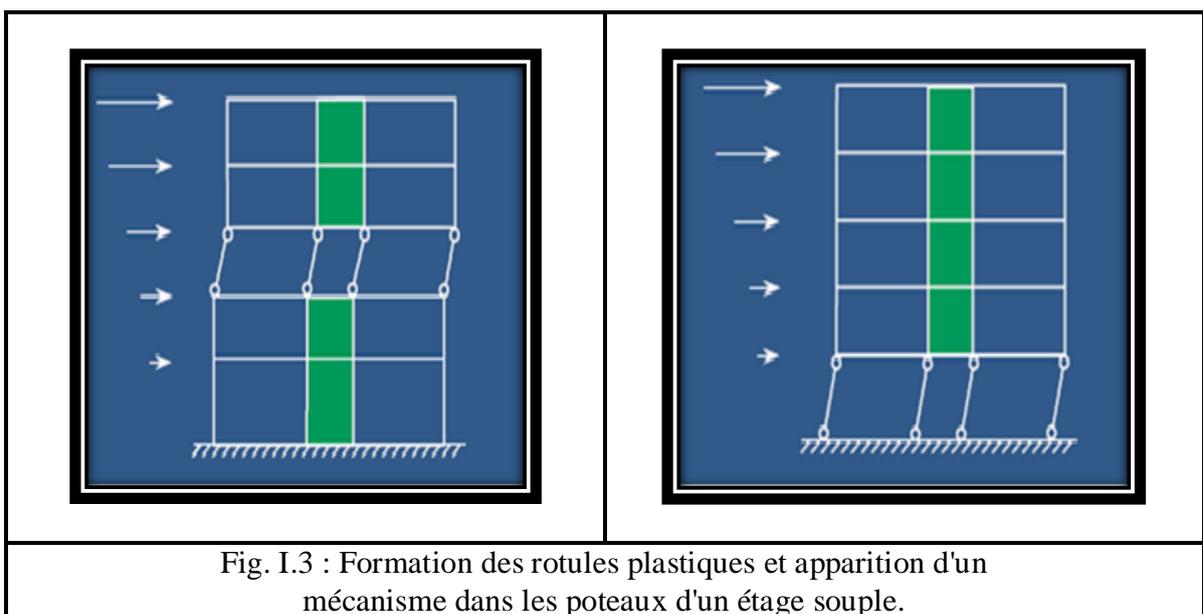




Fig. I.4 : Perte d'un étage

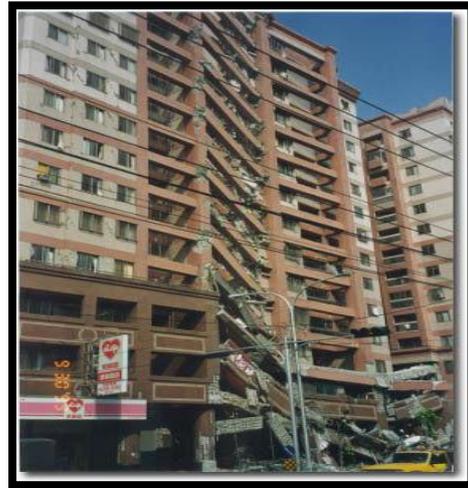


Fig. I.5: Perte totale ou partielle du rez-de-chaussée des constructions à ossature en béton armé.

I.2.4 Inexistence des armatures transversales dans les nœuds des ossatures auto stables:

La rigidité des nœuds est un paramètre très important dans le comportement des ossatures autostables permettant ainsi la formation des rotules plastiques qui seront la base du dimensionnement des structures en cas de séisme, la rupture de ces nœuds entraîne automatiquement l'instabilité sous les forces latérales, or ce qui a été constaté c'est l'absence quasi-totale des armatures transversales dans ces nœuds ce qui a été à l'origine de beaucoup de ruines [20].



Fig. I.6: Effondrement à cause de l'absence d'armatures transversales dans le nœud et dans la zone critique du poteau.

I.2.5. Absence de joints et interactions entre ces ouvrages :

Les bâtiments doivent être protégés contre l'entrechoquement avec des structures adjacentes ou entre des unités structurellement indépendantes du même bâtiment. Pour des bâtiments mitoyens séparés par un joint, il y a risque d'entrechoquement si l'ouverture du joint est inférieure aux déplacements sous séisme de ces bâtiments. Dans le cas de deux bâtiments de hauteurs différentes et de niveaux de planchers décalés, la toiture du bâtiment dont la hauteur est plus faible peut conduire par choc à la rupture des éléments verticaux du bâtiment le plus haut. Dans le cas d'un joint de séparation entre deux blocs d'un même bâtiment ayant la même conception structurale, le choc se produit entre les planchers de même niveau ; il s'ensuit généralement des dommages localisés de part et d'autre du joint [1].



Fig. I.7: Entrechoquement de bâtiments voisins séparés par un joint de dilatation.

I.2.6. Fissuration aux niveaux de maçonnerie en forme de X:

Interaction panneau - poteaux dans le plan du portique: Si l'on considère un panneau soumis à des forces agissant parallèlement à son plan, ce panneau a tendance à se déformer en parallélogramme. Il se découpe alors dans la maçonnerie une diagonale active comprimée et une diagonale active tendue ; cette dernière cède en donnant lieu à une fissure oblique. Lorsque les effets s'inversent, c'est au tour de l'autre diagonale de céder et on retrouve la classique fissuration en X (Fig. I.8) [22].

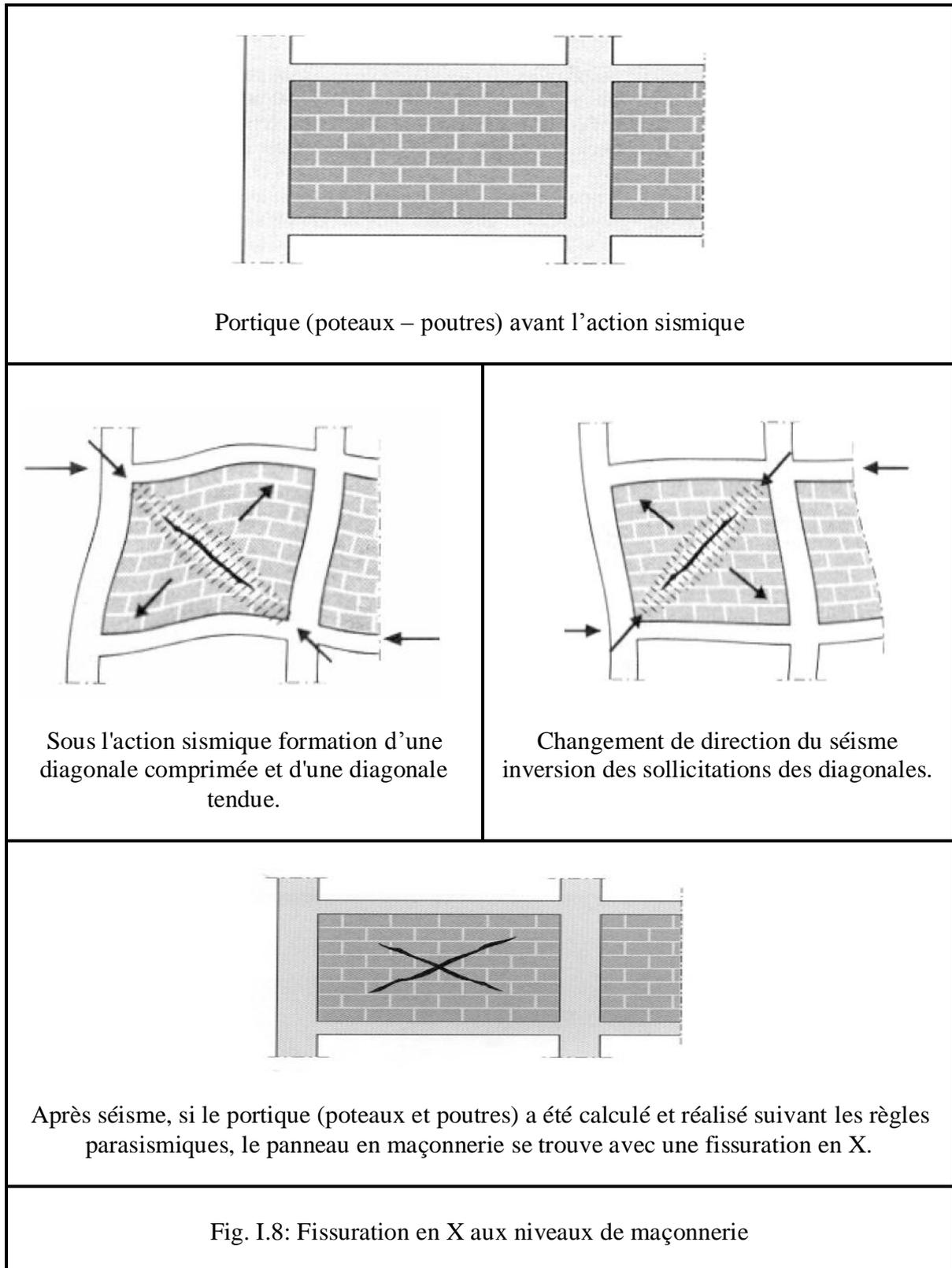


Fig. I.8: Fissuration en X aux niveaux de maçonnerie

Les séismes passés, y compris le séisme de Boumérdes en 2003 en Algérie, ont fortement endommagé sinon détruit de nombreux bâtiments conçus selon les anciens codes.

Plusieurs séismes de différentes intensités ont frappé plusieurs pays et occasionné des pertes considérables en vies humaines et d'importants dégâts matériels. Ces taux de dégâts ont encouragé les chercheurs dans le domaine de génie parasismique à chercher des solutions afin de réduire ce risque sismique, c'est pour cela plus de travaux ont été réalisés dans cet axe afin de comprendre réellement comment un séisme affecte une structure.

L'augmentation de la résistance des structures de génie civil est le problème le plus rencontré après un tremblement de terre, la question qui se pose est comment peut-on et par quel moyen renforcer la structure touchée par un séisme, et quelle est la positionnement le plus rentable, coté résistance, économique et bien sur architectural.

À la lumière de ces résultats, des programmes globaux de renforcement ont été entrepris par les pays aux risques sismiques élevés, l'amélioration de la résistance des anciens bâtiments aux séismes (c.-à-d. réhabilitation ou renforcement) est nécessaire pour atténuer les risques qu'ils présentent et assurer la sécurité de leurs habitants, l'une des méthodes de renforcement la plus utilisée c'est l'ajout des murs voiles en béton armé.

Les objectifs de ce mémoire sont :

- De définir une méthode d'évaluation de la vulnérabilité dans les bâtiments existants, ainsi que la stratégie d'intervention pour la réduction du risque sismique dans ces bâtiments.
- De définir une approche d'intégration progressive des différentes actions entreprises dans le processus de réhabilitation, dans une routine de maintenance ordinaire pour réduire le cout, et éviter les dysfonctionnements d'usage des constructions.

I.3. PLAN DE TRAVAIL :

Le présent travail est organisé en six (07) chapitres présentés comme suit :

- Le premier chapitre fait une introduction générale ainsi que la problématique et l'objectif du projet.
- Le deuxième chapitre présente les types et les causes des dommages subits par les bâtiments.
- Le troisième chapitre fait l'objet d'un aperçu sur la stratégie de renforcement et les techniques de renforcement des éléments.
- Le quatrième chapitre concerne la présentation de l'ouvrage étudié et les caractéristiques des matériaux.
- Le cinquième chapitre est consacré à la vérification des éléments de structure existante suivant le règlement RPA99 v. 2003.
- Le sixième chapitre est destiné à l'étude du renforcement du bâtiment existant.
- Le septième chapitre est destiné à l'étude d'une nouvelle variante de renforcement proposée par nous.
- Enfin, une conclusion générale suivie de recommandations sera présentée dans le dernier chapitre de ce mémoire.

II.1. INTRODUCTION :

La fissuration des ouvrages en béton et en béton armé correspond généralement à une altération des propriétés mécaniques, ou physiques du matériau. La connaissance exacte de ce type de désordre doit permettre en outre d'en comprendre la cause et de définir le type de réparation à envisager.

La première démarche consiste à prendre connaissance des dommages causés par la venue d'un tremblement de terre. Le retour d'expérience est toujours la première étape avant de commencer une toute étude.

Il suppose fondamentalement que les causes des désordres ont été trouvés et expliqués. Cette opération est du ressort du maître d'ouvrage, du maître d'œuvre ou leur conseillers. Il conviendra à ce niveau de distinguer les fissures et désordres non préjudiciables de ceux qui sont dangereux donc inacceptables pour la durabilité de l'ouvrage.

II.2. CAUSES DES DÉSORDRES :

La présence de fissures sur une structure en béton armé témoigne généralement d'un endommagement de cet élément, les causes peuvent être de différentes natures :

- Causes naturelles résultants de l'ambiance et de l'environnement (température, humidité, vent, agressivité du milieu ... etc).
- Causes structurelles résultants d'une anomalie d'utilisation ou de fonctionnement mécanique de l'ouvrage (effet d'encastrement, de continuité, de fluage et retrait avec redistribution des moments...).
- Causes accidentelles (feu, choc, séisme, explosion ...etc).
- Vieillessement normal de l'usage, à l'usure...etc[3].

II.3. NIVEAUX DES DOMMAGES :

Les dommages causés par un mouvement sismique peuvent être classés en plusieurs niveaux :

- Niveau (1) Pas de dommages:

La construction n'a subi aucun désordre. Les seuls dégâts relevés peuvent se résumer par le renversement des meubles ou des objets suspendus et par le bris des glaces.

- Niveau (2) Dommages légers:

L'ouvrage a subi quelques désordres ayant atteint les éléments non structuraux et les corps d'états secondaires tels que :

- Fissures dans les cloisons internes.
- Fissuration sur les plafonds.
- Désordres dans l'installation électrique, le réseau d'alimentation en ...etc.

- Niveau (3) Dommages modérés:

A. Des désordres importants touchent les éléments non structuraux :

- Rupture des cloisons de séparation
- Décollement des plafonds et des revêtements ou tout autre élément architectural.

B. La structure ne présente que de faibles désordres comme :

- Fissures superficielles dans l'enrobage.
- Apparition de quelques fissures dans les éléments structuraux.

- Niveau (4) Dommages importants:

A ce niveau, on observe que :

A. Les éléments non structuraux présentent des désordres très importants :

- Dislocation des revêtements et des enduits.
- Désordres importants dans les façades préfabriquées.
- Dommage des rampes et de garde-corps ou autre élément non structural.

B. La structure présente des dommages importants :

- Fissure importantes et nombreuses (en réseau).
- Fissures en " X " dans les voiles et les zones nodales des portiques.
- Eclatement du béton.
- Flambement des armatures et des éléments structuraux.

- Niveau (5) Bâtiments effondrés ou à démolir :

Deux cas peuvent se présenter, les dommages ont atteint une ou plusieurs parties de l'ouvrage

- Etage disparu.
- Bâtiment incliné.
- Destruction d'un nombre important d'éléments structuraux.
- La récupération est très coûteuse[20][15].

II.4. LES DOMMAGES SUBIT PAR LES BATIMENT LORS D'UN SIÈSME :

Les dommages causés par un séisme sont nombreux et prennent naissance dans une partie ou dans l'ensemble de l'ouvrage endommagé. Dans la classification qui suit, on retrouva les principaux dommages et leurs causes par types d'élément.

II.4.1. Les dommages liées a la conception des bâtiments :

II.4.1.1. Conception en plan :

Ces dommages sont généralement due a la dissymétrie du bâtiment qui engendre un effort de torsion .Les plus part des constructions qui on ce genre de problème sont des constructions en forme de U LT elle peut cause :

- La dégradation ou l'effondrement de la partie commune à deux blocs voisins.
- L'effondrement complet d'un bloc [10].



Fig. II.1: Effondrement du bâtiment de droite et interaction avec le bâtiment mitoyen.



Fig. II.2 : Effondrement total d'un bâtiment de 5 étages.

II.4.1.2. Conception en élévation:

Ces dommages sont dus à cause de la variation brusque et importante de la rigidité d'un niveau à un autre. Ce phénomène appelé coup de fouet cause le décollement des étages [4].



Fig. II.3 : Coup de fouet dans les étages supérieurs d'une construction.



Fig. II.4 : Effondrement en « mille-feuilles » des planchers d'une construction.

II.4.1.3. Joint de dilatation :

Le joint de dilatation peut provoquer un entrechoquement entre de bloc voisin. Ce qu'on appelle coup de marteau. Il cause plusieurs dégâts aux bâtiments :

- Collision entre deux blocs.
- Fissuration des linteaux au droit du joint.
- Dégradation des séparations verticales au droit du joint.
- La dégradation ou l'effondrement de la partie commune à deux blocs voisins.
- L'effondrement complet d'un bloc.
- Basculement des bâtiments [17] .



Fig. II.5 : Largeur de joint insuffisante, effondrement complet du bloc après entrechoquement.



Fig. II.6 : Basculement des bâtiments après entrechoquement.

II.4.2.Dommages liées aux portiques en béton armé :

Les portiques sont des systèmes de construction très utilisés de fait leurs économie et leurs facilite de mise en œuvre .Il est constitué d'un ensemble de poteaux et des poutres rigides et résistants. Les efforts verticaux sont bien repris mais les efforts horizontaux peuvent engendrer d'immenses dégâts s'ils ne sont pas bien calculés [15].

II.4.2.1. Poteaux :

- Fissure horizontales au niveau de l'arrêt de bétonnage pour mauvaise reprise du bétonnage.
- Fissure horizontales apparaissant suite à l'allongement des armatures longitudinales.
- Fissures en "X" avec dislocation du béton de l'enrobage due aux contraintes de cisaillements développées par l'effort tranchant.
- Dislocation totale du béton dans les zones d'extrémité due à l'insuffisance des armatures transversales et formation de rotules plastiques.
- Fissure horizontales dans les zones nodales dues à l'alternance du moment de flexion.
- Zone de ségrégation mise en évidence par un écrasement local du bâtiment sous l'effort de la compression.
- Rotules de poteaux, le plus souvent au niveau du rez-de-chaussée.
- Cisaillement des poteaux.
- Fissures inclinées en "X" dans les parties supérieures des poteaux (devenus courts par un remplissage partiel) sous l'effet de l'effort tranchant développé par l'interaction avec le remplissage.
- Endommagement des poteaux courts d'origines structurales sous l'effet de l'importance de l'effort tranchant et de l'insuffisance des armatures transversales (cas des poteaux des vides sanitaires) [6] [3].

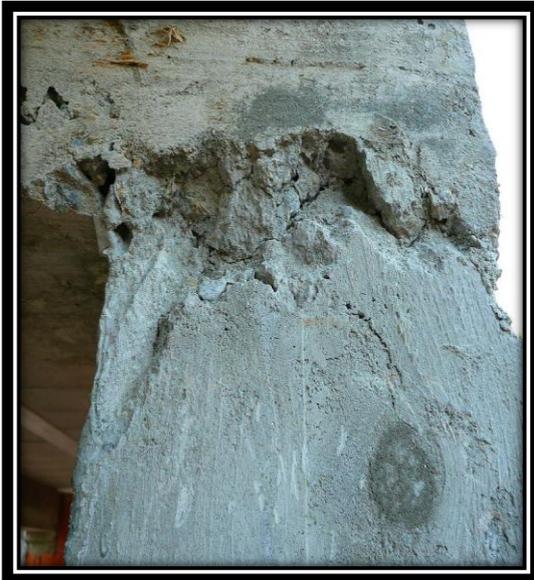


Fig. II.7 : Fissure importante aux niveaux de la zone nodale due aux effets de l'effort tranchant.



Fig. II.8 : Endommagement de poteaux courts par cisaillement et un manque des armatures transversales.



Fig. II.9 : Rupture au droit de la surface de reprise de bétonnages, insuffisance d'armatures transversales, béton de mauvaise qualité.



Fig. II.10 : Destruction de l'extrémité du poteau du fait de l'absence d'armatures transversales et de la présence de la talonnette.

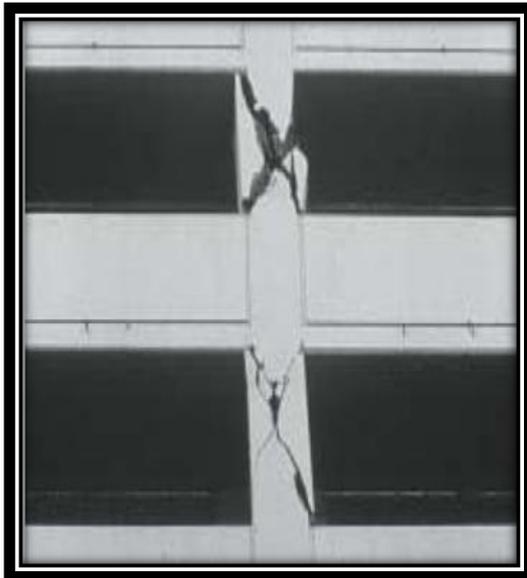


Fig. II.11 : Les fissures en X et les ruptures par effort tranchant qui ont affecté les colonnes.

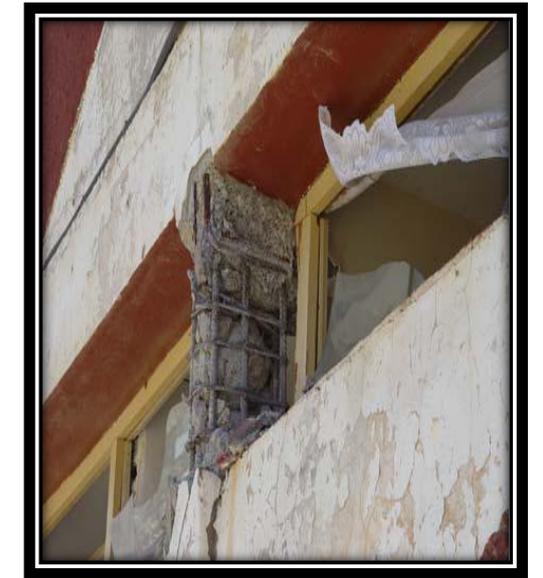


Fig. II.12 : Eclatement de béton dans les poteaux courts.

II.4.2.2. Les poutres :

Les dégâts pouvant atteindre les poutres sont :

- Fissures verticales dues au moment de flexion et aux efforts normaux de traction.
- Fissures verticales dues au glissement des armatures et la destruction de l'adhérence sous l'effet des contraintes de traction.
- Fissures inclinées dues aux effets de l'effort tranchant.
- Rotules plastiques dans les zones nodales : écrasement et éclatement du béton avec ou sans flambement des armatures longitudinales sous l'effet de l'alternance de l'effort normal et de moment de flexion.
- Fissures verticales dues aux contraintes de traction provenant de l'interaction avec remplissages (maçonnerie)[6][7].



Fig. II.13 : Fissure aux niveaux de la zone nodale



Fig. II.14 : Fissures inclinées dues aux effets de l'effort tranchant.



Fig. II.15 : Fissures à mi travée.



Fig. II.16 : Fissure due a la corrosion des armatures.

II.4.3. Portiques en béton armé avec remplissages en maçonnerie :

Ce type de structure est très utilisé dans le cas des maisons individuelles et des bâtiments à hauteur limité. Les dégâts constatés dans ce type de structure après un séisme sont :

- Fissures inclinées avec ou sans destruction de la maçonnerie.
- Fissures inclinées dans le trumeau
- Fissures inclinées avec ou sans fissuration du linteau.
- Ecrasement du mur (mauvaise qualité de la maçonnerie sous les poutres)
- Rupture totale du mur.
- Fissures horizontales dans le trumeau.
- Destruction des panneaux.
- Écrasement de l'angle comprimé.
- Rupture totale du mur[4][9].



Fig. II.17 : Écrasement de l'angle comprimé.



Fig. II.18 : Fissurations en X aux niveaux de la maçonnerie.



Fig. II.19 : Dislocation des remplissages de maçonnerie.



Fig. II.20 : Destruction des panneaux.

II.4.4. Voiles en béton armé :

Les voiles sont un système de contreventement destinés à reprendre les efforts verticaux dus aux charges permanentes et surcharges d'exploitations, effort horizontal engendré par l'action du vent ou du séisme.

Les constructions en voile en béton armé conviennent bien aux zones sismiques, elles se sont bien comportées. Par rapport à d'autres systèmes constructifs tels que les portiques, les structures à voiles en béton armé présentent, particulièrement en zone sismique, plusieurs avantages :

- Leur présence limite les déformations latérales,
- Leur rigidité permet de protéger les éléments non-structuraux et quelques poteaux existants,
- Leur présence permet de s'affranchir du difficile problème pose par la réalisation du ferrailage des nœuds des portiques.

II.4.4.1. Voiles pleins :

Les désordres qui affectent les voiles pleins sont :

- Fissures inclinées dues à l'action de l'effort tranchant.
- Fissures horizontales au niveau des extrémités inférieures et supérieures dues à l'action du moment de flexion et son alternance.
- Fissures superficielles verticales dans l'enrobage.
- Ecrasement du béton au niveau de la zone de reprise de bétonnage à cause de la mauvaise reprise.
- Ecrasement du béton au niveau de la zone de ségrégation.

II.4.4.2. Voiles avec ouvertures

On peut énumérer les dégâts suivants :

- Fissures inclinées des linteaux dus à l'effort tranchant.
- Fissures inclinées au niveau des linteaux dues à l'alternance du moment de flexion.
- Fissures verticales dues aux glissements des armatures et destruction de l'adhérence suite à un défaut d'exécution.
- Fissures horizontales dues aux défauts d'ancrage et/ou à une reprise de bétonnage[7][15].



Fig. 2.21 : Rupture en diagonale.



Fig. 2.22 : Fissure critique diagonale.

II.4.5. Planchers :

Les désordres qu'on peut relever sur les planchers sont les suivants :

- Fissures inclinées ou parallèles par rapport au contour d'appuis dues aux efforts tranchants et aux moments de flexion qui sollicitent le plancher dans son plan.
- Fissures parallèles aux poutrelles préfabriquées dans le cas des planchers à corps creux[3].



Fig. II.23 : Fissure très importante au niveau du plancher

II.5.Conclusion :

En générale les dégâts constatés dans les bâtiments sont :

- Effondrement totales ou partielle du bâtiment.
- Fissure des éléments.
- Eclatement de béton.
- Décollement des éléments.

Ces dégâts sont causées par :

- L'effort de séisme en première classe.
- La mauvaise réalisation des éléments.
- Le non respect du règlement.

III.1. Introduction :

Le séisme n'a pas toujours été considéré de manière adéquate dans les constructions, si on parvient maintenant à introduire les règles parasismiques dans les nouvelles constructions, l'enjeu se situe au niveau des ouvrages existants.

L'examen des séismes survenus dans un passé récent, montre également les dégâts considérables occasionnés sur les bâtiments plus ou moins anciens, et les dommages matériels et corporels auxquels ces dégâts ont conduit vu que la sécurité parasismique était largement inconnue.

Il est important de signaler que ce ne sont pas les tremblements de terre qui tuent, mais c'est la vulnérabilité des constructions qui conduit à l'effondrement des bâtiments sur leurs occupants.

Assurer la construction peut protéger les occupants sur le plan financier, mais leurs vies restent toujours exposées au risque. Seule la réhabilitation sismique peut protéger les ouvrages anciens ainsi que leurs occupants en réduisant le risque d'éventuels futurs séismes.

La réhabilitation sismique consiste à évaluer la vulnérabilité des constructions pour une mise aux normes, et leur assurer un comportement adéquat vis-à-vis des séismes.

III.2. Mesures d'urgence :

Avant d'initier un programme de réhabilitation sismique, trois importantes questions se posent :

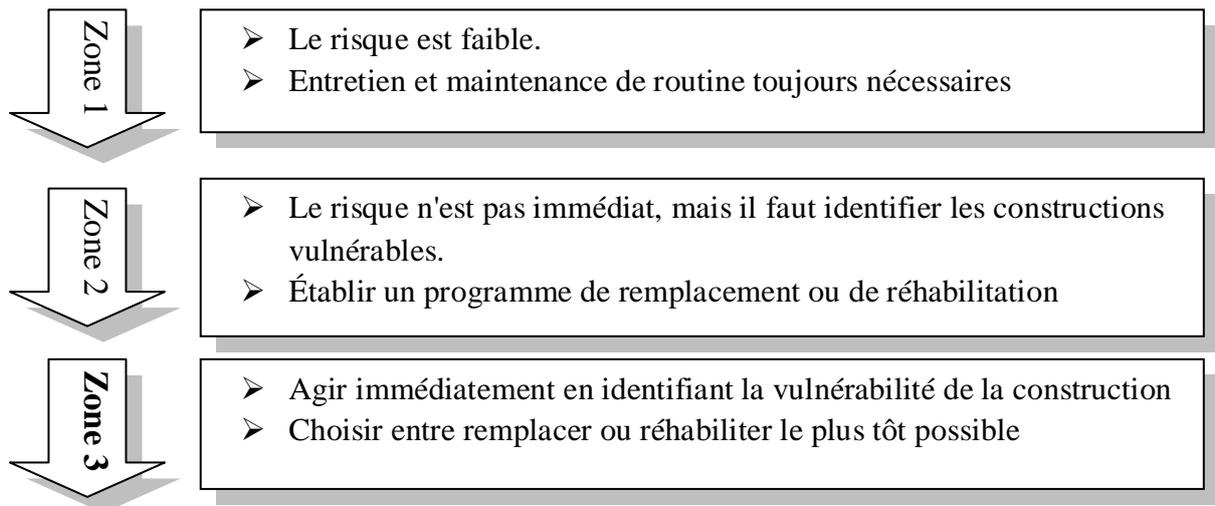
- Est-ce-que le bâti existant considéré est situé dans une zone sismique ?
- Est-ce- qu'il est vulnérable au séisme ?
- Que- peut-on faire pour réduire sa vulnérabilité ?

Le risque sismique auquel sont exposées les constructions peut être défini comme suit:

Risque sismique = Aléa sismique x Vulnérabilité.

- L'aléa sismique : étant la probabilité et sévérité d'un séisme affectant la construction..
- la vulnérabilité : étant la sensibilité d'une construction à l'action sismique (sa tendance à l'endommagement).
- L'aléa est fonction du zonage (situation géographique de l'ouvrage), on distingue trois principales zones : de forte ; moyenne et faible sismicité [8].

Réduire le risque sismique = ~~Réduction de la probabilité~~ + Réduction des conséquences



Les conditions du sol peuvent être aussi un facteur de risque, et donc des études géotechniques sont nécessaires dans les zones, de forte et moyenne sismicité pour évaluer ce risque. La prise de décision dépend donc en plus du zonage et des conditions du sol, de la vulnérabilité de l'ouvrage en question, il s'agit donc de choisir entre :

1) Ne rien faire pour :

- Les bâtiments pour lesquels les dégâts prévisibles sont limités et ne présentant pas un danger pour la vie des occupants
- Les bâtiments sujets à une démolition à court terme.
- Les bâtiments appelés à changer de destination.

2) Tout traiter pour :

- Les bâtiments dont l'effondrement est probable
- Les bâtiments pour lesquels des détériorations sont prévisibles avec un danger certain pour les occupants sans effondrement total [8].

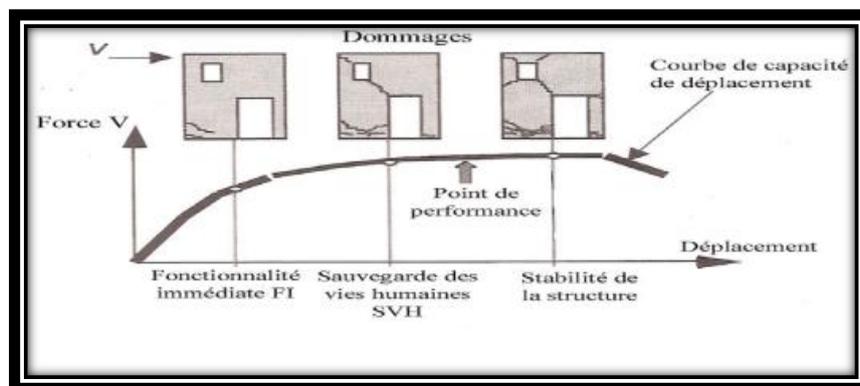


Fig. III.1: Niveau de performance.

III.3. Méthodologie de diagnostic :

III.3.1. Pré-diagnostic :

- Récolement des plans disponibles, notes éventuelles de calculs...
- Examen visuel : Vérifier que les porteurs (poteaux, murs) sont « plombés » à la verticale, constat de situation, identifier les éléments de contreventement, estimer la vulnérabilité du bâtiment.
- Définir une campagne de sondages destructifs ou non sur les matériaux et le sol de fondation ; les sondages doivent être réalisés aux endroits adéquats, notamment sous l'emprise du bâtiment ; cette étude du sol doit être jointe au dossier de consultation des entreprises.
- Compléter, si nécessaire, les connaissances du sol par des essais géotechniques [9].

III.3.2. Diagnostic :

Est un constat détaillé de l'état du bâtiment. Il s'agit donc de faire l'analyse de la résistance à l'action sismique du bâtiment en recherchant et en examinant :

- Les données du site, l'interaction avec les bâtiments voisins.
- La qualité des matériaux.
- Les plans d'architecte, de coffrage, de ferrailage, etc...
- Le calcul dynamique le plus adapté.
- La faisabilité de différentes solutions de renforcement [10].

III.3.3. La modélisation finale :

- La modélisation doit intégrer le renforcement choisi.

III.3.4. Projet d'exécution :

- Chiffrer le cout, préciser la durée des travaux, définir avec l'entreprise retenue la méthodologie, le phasage des travaux et leur suivi.

III.3.5. Renforcement :

Le terme renforcement s'applique essentiellement aux bâtiments non encore sollicités par l'action sismique. Dans cette situation pré sismique (préventive), on peut admettre que dans le cas général, on se trouve en présence d'une structure capable de transmettre les charges permanentes et variables. L'approche du problème ne sera donc pas la même dans l'un et l'autre cas. En particulier, l'auscultation détaillée du bâtiment revêtira presque toujours une importance plus grande dans les études préalables à la décision de réparer, que dans celles précédant une décision de renforcer, puisque dans le premier cas, il s'agit d'abord d'apprécier l'étendue des dégâts [11].

Le renforcement, est la stratégie la plus traditionnelle et la plus fréquente lors de la réhabilitation parasismique d'un bâtiment, auquel il confère une meilleure résistance mécanique. Il peut comporter les opérations suivantes :

- Redimensionnement, consolidation ou remplacement d'éléments structuraux.
- Ancrage efficace des éléments de contreventement horizontal et vertical (ce qui implique la création de chaînages dans les maçonneries qui en sont dépourvues).
- Création d'un nouveau système de contreventement, couplé à la structure existante.
- Renforcement et liaisonnement des fondations.
- Traitement du sol d'assise.
- Dans le cas où tous les niveaux du bâtiment ne sont pas réhabilités, réduire progressivement vers le haut la rigidité latérale nouvellement conférée à la structure. l'interface entre les niveaux renforcé et non renforcé constitue une zone particulièrement fragile.
- A chaque niveau, répartir la rigidité symétriquement afin de limiter la torsion d'ensemble ; en effet, un renforcement localisé entraîne en général un déplacement du centre de rigidité.
- S'abstenir de créer des " points durs " isolés, qui " attirent " les charges sismiques.
- Ne pas créer une structure hybride, couplant des éléments ayant un comportement dynamique très différent.
- Eviter le mode de ruine par cisaillement pour les poteaux et les poutres (ce qui est le cas des poteaux courts ou bridés, des poutres-allèges, des poutres assurant un transfert de charges, etc.), car il donne lieu à une rupture fragile [12].

III.4. Stratégie de Renforcement :

Le choix du type de réhabilitation a en général une incidence non négligeable sur l'architecture de l'ouvrage. Par conséquent, il devrait être effectué par un architecte.

Deux grandes familles de démarches sont possibles :

- Réduire le niveau des charges sismiques auxquelles l'ouvrage pourrait être exposé
- Améliorer le niveau de performances de l'ouvrage [12].

III.4.1. Réduction du niveaux d'action sismique :

La réduction peut porter sur les actions sismiques d'ensemble ou sur des actions locales. Différentes démarches possibles sont passées en revue ci-après. En général, elles ne peuvent pas être toutes pratiquées simultanément [12].

III.4.1.1. Réduction des masses :

Diminuer la masse du bâtiment, par conséquent diminuer les forces d'inertie : le remplacement des cloisons lourdes par des cloisons légères, le remplacement des parties de structure en béton armé par une structure en charpente métallique, voire la suppression d'un ou plusieurs étages. La réduction du nombre de niveaux est une solution de plus en plus adoptée car elle confère aux niveaux restants une résistance convenable à l'action sismique [11].

III.4.1.2. Recherche de non-résonance:

La résonance d'une construction avec le sol est en général à l'origine de dommages sismiques importants, pouvant aller jusqu'à l'effondrement. Elle se produit lorsque la période propre fondamentale du bâtiment est proche de celle du sol. Les charges sismiques

diminuent avec l'éloignement des deux périodes. Il s'agit donc de modifier la période du bâtiment afin de l'éloigner le plus possible de la période dominante du sol. Selon le cas, il peut être souhaitable de l'allonger ou, au contraire, de la raccourcir.

En pratique, dans la plupart des cas, une réduction de la période est nécessaire. Elle peut être obtenue par une réduction des masses déjà citée et par l'accroissement de la rigidité de l'ouvrage. Dans ce cas, l'incidence architecturale peut être importante car elle se traduit par l'ajout d'éléments verticaux de contreventement : murs en maçonnerie, voiles en béton, palées de stabilité en acier, etc. La précontrainte des maçonneries ou du béton armé peut également être utilisée [8].

III.4.1.3. Limitation de la torsion d'ensemble:

Les mouvements sismiques entraînent une torsion d'ensemble des constructions lorsque leur centre de gravité d'un ou plusieurs niveaux ne coïncide pas avec leur centre de rigidité. Il peut donc être nécessaire d'ajouter des murs ou autres éléments de contreventement placés de manière à rééquilibrer la distribution des éléments rigides. La torsion étant un facteur de vulnérabilité important, sa limitation devrait être systématiquement recherchée.

Pour réduire les effets dus à la torsion, en diminuant la distance entre le centre de gravité de la masse et celui de l'inertie. Cette réduction peut-être obtenue par la modification de la disposition des masses et des éléments résistants [12].

III.4.1.4. Suppression des " points durs ":

Les éléments structuraux isolés participant au contreventement et possédant une rigidité transversale beaucoup plus grande que les autres éléments assurant la même fonction, subissent en cas de séisme des charges très élevées car celles-ci sont distribuées sur les éléments résistants en proportion de leurs rigidités. Or les concentrations de charges ne sont pas souhaitables.

La suppression des éléments constituant les points durs étant généralement impossible, une solution consiste à ajouter, en les disposant symétriquement, des murs ou autres éléments ayant une rigidité très supérieure à celle des points durs initiaux, de manière qu'ils reprennent une partie prépondérante des charges[10] [13].

III.4.1.5. Isolation parasismique:

Ce procédé non traditionnel permet de diviser les charges sismiques par un facteur de 5 ou 6. Dans la réhabilitation, il est utilisé pour les constructions ne dépassant pas six niveaux.

L'isolation parasismique est une solution très coûteuse dans le cas du bâti existant et, de ce fait, elle est réservée à des bâtiments dont le fonctionnement après un séisme est impératif ou pour les monuments historiques. Elle a l'avantage d'assurer, en plus de la sauvegarde des vies humaines, la protection de la construction, des équipements et des matériels, donc la fonctionnalité de l'ouvrage. Au plan architectural, le réaménagement de la transition bâtiment/sol extérieur est nécessaire [12].

III.4.1.6. Amortisseurs parasismiques:

Une réduction notable des charges sismiques peut être obtenue par des amortisseurs à frottement ou à fluide visqueux placés dans des éléments assurant le contreventement. L'utilisation de cette technique pour les bâtiments est très récente, mais elle est très prometteuse car elle peut être plus économique que les méthodes traditionnelles [12].

III.4.2. Amélioration du niveau de performance d'un bâtiment :

Pour augmenter la résistance d'une structure, il faut mobiliser le maximum d'éléments résistants. L'expérience montre que les ouvrages dans lesquels les éléments résistants forment un système continu, cohérent et fortement hyperstatique, se comportent de façon beaucoup plus satisfaisante que ceux qui présentent des degrés de liberté isostatiques, ou dans lesquels la précarité des liaisons ou la concentration des efforts sur un petit nombre d'éléments favorise l'apparition d'isostatisme. Les liaisons entre les éléments peuvent être améliorées par l'introduction de tirants, passifs ou actifs (précontraints).

Garder présent à l'esprit que l'endommagement d'une structure est plutôt la conséquence d'une déformation excessive (il s'agit de déformations alternées ou répétées dans le domaine post-élastique) que d'un dépassement de résistance. Si l'on veut limiter les désordres, il faut donc augmenter les performances initiales et diminuer l'action sismique [10].

III.4.2.1. Renforcement anti-fragilité :

La fragilité d'un élément dépend de son matériau composant, ou de sa conception, ou son mode de sollicitation, ou de liaison avec les autres éléments, elle peut causer la ruine prématurée [8].

III.4.2.2. L'amélioration de régularité de la construction :

La régularité en plan, ou en élévation d'un bâtiment peut être à l'origine de sa vulnérabilité, une meilleure répartition des éléments de contreventement peut contribuer à l'amélioration de la régularité, mais demande un calcul détaillé pour éviter de créer d'autres désordres [8].

III.4.2.3. Amélioration de la ductilité :

Contrairement à la fragilité, la ductilité d'un élément ou d'une structure c'est sa capacité à supporter des grands déplacements avant de subir la rupture, les poteaux et les poutres sont les plus visés pour ce type de renforcement. La ductilité peut contribuer et justifier la tenue de l'ouvrage au séisme [8].

III.4.2.4. Amélioration de la résistance globale du bâtiment :

Le but est d'améliorer le comportement sismique, on le réalise à travers le renforcement du contreventement existant, ou par ajout d'autres éléments, reste à vérifier tout désordre structural engendré par cette opération en vérifiant par un calcul précis le nouveau comportement [12].

III.4.2.5. Amélioration de la résistance locale :

Vérifier le comportement ductile de la structure, en d'autres termes vérifier la position des rotules plastiques [8].

III.5. Techniques de renforcement de la structure :

Le renforcement d'une structure consiste à rajouter des éléments additionnels pour augmenter sa résistance. Les éléments introduits peuvent être incorporés dans la structure ou collés aux anciens. Parmi ces éléments, nous distinguons :

- Des voiles en béton armé
- Des murs de remplissage en béton armé ou en maçonnerie
- Des voiles en ailerons
- Des palées triangulées

Ces éléments modifient le comportement dynamique des structures et entraînent une nouvelle répartition des efforts. Une vérification de la structure au séisme est nécessaire pour sa sécurité et sa stabilité

Le choix des éléments dépend des points suivants :

- Eviter la concentration des efforts dans les sections de faible résistance.
- Donner une configuration symétrique à la nouvelle structure.
- Réaliser soigneusement les liaisons entre la structure existante et les éléments ajoutés[15]

III.5.1. Renforcement par Ajout de murs de contreventement Voiles béton :

Il s'agit d'ajouter des voiles en béton armé à tout bâtiment insuffisamment contreventé. Cette technique fonctionne par la reprise des efforts horizontaux, l'augmentation de la raideur d'ensemble du bâtiment et la diminution de l'effet de torsion. Cependant les défauts de cette méthode sont de modifier les espaces intérieurs; de reporter les charges sur les zones plus faibles et de risquer de créer des irrégularités en élévation. C'est de plus une intervention lourde dans un bâtiment. Les effets de surcharge, notamment sur les fondations, doivent être pris en compte. Les liaisons avec la structure existante doivent être très soignées. Il faut sceller des barres de liaison, régulièrement espacées, dans la structure existante et les lier au ferrailage du nouveau voile pour assurer une transmission des efforts, en traitant au mortier sans retrait les interfaces entre nouvelle et ancienne structure [14].

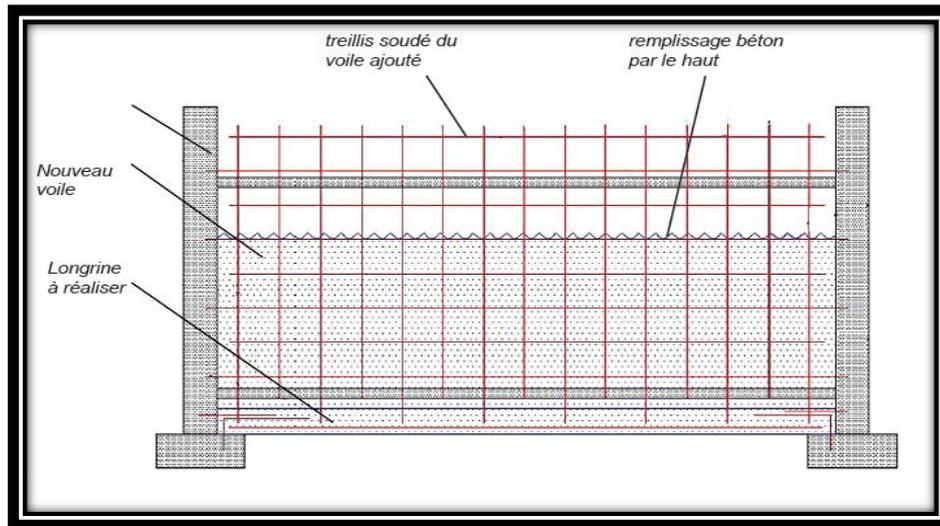


Fig. III.2: Ajout d'un mur de contreventement

III.5.2. Renforcement par des murs de remplissage :

Cette solution est utilisée dans le cas des structures en poteaux-poutres (à portiques). Cette technique fonctionne par la reprise des efforts horizontaux, l'augmentation de la raideur d'ensemble du bâtiment et la diminution de l'effet de torsion. C'est une intervention lourde dans le bâtiment qui doit être prise en compte notamment par ses effets sur les fondations. Le remplissage par voile en béton armé peut être éventuellement appliqué aussi au bouchage d'ouvertures afin de donner une fonction de contreventement à un mur, de façade par exemple.

Ça méthode et de sceller les armatures de continuité et les barres de liaison. Mettre en place le ferrailage du voile (treillis soudé). Coffrer en laissant suffisamment de place pour couler le béton. Couler le béton et vibrer par l'extérieur. Veiller à assurer la meilleure liaison possible entre la poutre et le voile [14].

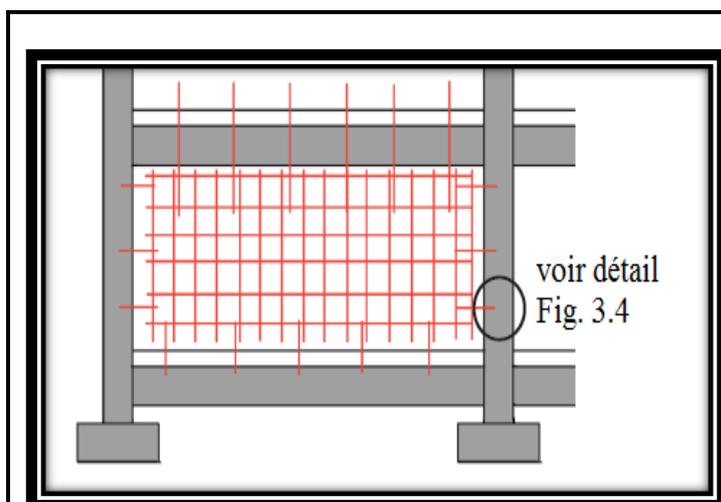


Fig. III.3: Mise en place du treillis.

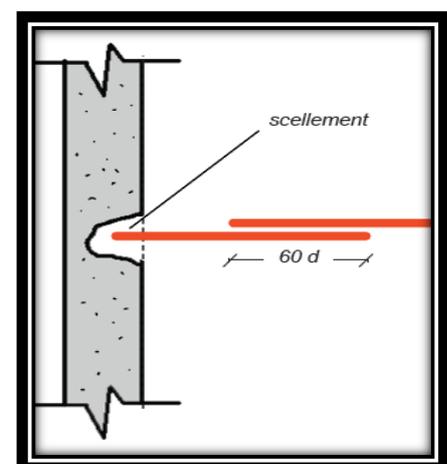


Fig. III.4: le scellement

III.5.3. Renforcement par des murs en ailes :

Lorsqu'on veut augmenter la résistance latérale d'un poteau vis à vis des efforts sismiques ou lorsque les conditions d'exploitation ne permettent pas la réalisation d'un mur de renforcement complet, on peut se contenter de la réalisation d'éléments de voiles ou ailes de part et d'autres des poteaux tout en assurant une liaison correcte entre les deux. Les nouveaux éléments doivent aussi être ancrés dans l'infrastructure [12].

III.5.4. Renforcement par des palées triangulées :

Ils sont introduits dans les portiques de façade présentant de grandes ouvertures. Ces éléments sont en béton armé ou en acier et doivent être convenablement liés à la structure existante[19]

III.6. Techniques de renforcement des éléments :

III.6.1. Renforcement des poteaux :

Les techniques les plus utilisées pour la réparation et/ou le renforcement des poteaux, nous citons :

1) Injection

Cette méthode est utilisée dans le cas où les seuls désordres apparents sur les poteaux sont des fissures. Les injecteurs sont disposés sur le tracé des fissures autour des poteaux. Le réglage du débit, la pression d'injection et l'espacement des injecteurs dépend de l'importance des ouvertures [6].

2) Gainage

Le gainage du béton peut s'effectuer par deux méthodes :

➤ Gainage métallique

Il se traduit par la réalisation d'un coffrage métallique au tour du poteau à l'aide de fers plats et de cornières. Cette méthode est généralement utilisée dans le cas d'écrasement localisé et elle peut être associée à une injection. Le poteau est en suite recouvert par un enduit de ciment.

➤ Gainage en béton armé (chemisage)

Le poteau est enfermé dans une gaine de béton. Le gainage se fait sur une partie des parements ou sur la périphérie du poteau. Le dernier cas est conseillé si l'espace tout autour du poteau est suffisant. La mise en place du béton peut être réalisée par coulage ou par projection. La préparation du support (béton et acier) constitue une opération primordiale pour obtenir une bonne réparation. Le béton détérioré et les aciers corrodés doivent être enlevés. La surface du support doit être nettoyée avant la mise en place des nouveaux aciers et du nouveau béton.

Le béton est mis en place par vibration, le diamètre des granulats est fonction de l'espace disponible [6].

III.6.2. Renforcement des poutres :

Les techniques les plus utilisées dans le renforcement des poutres sont :

1) Gainage :

Le gainage peut être réalisé uniquement sur la retombée de la poutre comme il peut envelopper toute la poutre. Les nouveaux matériaux doivent avoir une résistance supérieure ou égale à celle des matériaux existants. Les aciers longitudinaux seront ancrés dans les poteaux tout en respectant les critères de dimensionnement et d'espacement [19].

2) La précontrainte extérieure :

Elle est utilisée dans le cas d'apparition de désordres local ou dans le cas d'une forte sollicitation localisée. L'ancrage des câbles est réalisé soit directement sur la structure ou l'aide des bossages d'ancrages.

3) Restitution de la capacité portante vis à vis des charges verticales :

L'utilisation de tiges métalliques et de cadres extérieurs permet de restituer à une poutre sa résistance à l'effort tranchant. Les cadres peuvent être verticaux ou inclinés [19] [15].

III.6.3. Renforcement des voiles :

Le renforcement des voiles se fait par plusieurs techniques, on site :

1) Injection

Elle est utilisée dans le cas de fissuration du voile sans présence de dislocation. La résine Époxydique est la plus utilisée. L'injection se fait des fissures les plus basses vers les plus hautes.

2) Gainage

Si le voile présente des dégradations importantes, le gainage devient la technique la plus adéquate pour restituer au voile sa résistance initiale. Les zones disloquées doivent être préparées, le nouveau béton et les nouveaux aciers doivent présenter d'une résistance identique à celle du support. Le béton est généralement mis en place par projection et les aciers sont soumis aux critères de dimensionnement et d'espacement. La solution la plus recommandée consiste à gainer les deux faces du voile et, dans certain cas, à rigidifier ses extrémités par des potelets [6] [19].

III.6.4. Renforcement des planchers :

La dégradation affectant les planchers est localisée au niveau des ouvertures. Les solutions préconisées sont fonction de l'importance des dégâts relevés.

1) Injection :

L'injection est conseillée dans le cas où le plancher est simplement fissuré (utilisation des résines époxydes).

2) Gainage :

Le gainage se fait sur toute la surface du plancher (au-dessous par projection ou au-dessus par coulage), Le support doit être préparé convenablement et les aciers nouveaux sont liés à la structure existante en respectant les conditions de dimensionnement et d'espacement [6].

III.6.5. Renforcement des murs en maçonnerie :

Les murs en Maçonnerie peuvent être fissurés, disloqués ou entièrement endommagés. Parmi les méthodes de réparation, nous citons :

- Injection et restitution des éléments dégradés
- Réparation des intersections de murs : par des briques ou des moellons de liaison, par introduction de fers plats pour la couture des fissures
- Gainage
- Précontrainte extérieure[15].

III.6.6. Renforcement des fondations :

La réparation et/ou le renforcement des fondations est une opération très délicate et très coûteuse vu ses conditions d'exécution dans le sol.

- Renforcement des semelles par augmentation de la surface de contact avec le sol en réalisant une ceinture rigide encadrant la semelle isolée.
- Renforcement par l'introduction de nouvelles fondations suite à l'insertion de nouveaux éléments dans la superstructure (voile ou élément similaire. Il faudra veiller soigneusement à la réalisation des liaisons entre les fondations existantes et les nouvelles [19].

III.7. Conclusion

Après sélection de la stratégie de renforcement adéquate, il convient de procéder à l'établissement d'un projet de renforcement rationnel. Cela suppose de la part de l'ingénieur une grande connaissance afin d'intégrer les mécanismes généraux suivant lesquels l'action sismique produit des effets qui engendrent différents types de réponses de la structure. Notamment en ce qui concerne la transformation, l'échange et la dissipation d'énergie.

IV.1. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE :

Le présent de travail a pour objet l'étude de renforcement d'un bâtiment à usage administrative (R+3 +2 sous-sols) par injection des voiles. Composé 03 blocs : A, B et C. Nous allons spécifier notre étude sur le bloc principale (bloc A). Implanté à Boumerdés, il est classé selon le RPA 99 V 2003 dans la zone III à fort sismicité, l'ouvrage à une forme irrégulière.

IV.1.1 : Dimension en élévation et en plans :

La hauteur totale-----H=26,48 m

La hauteur d'étage courant et RDC-----h=4,08 m

La hauteur du sous sol-----h=4,08 m

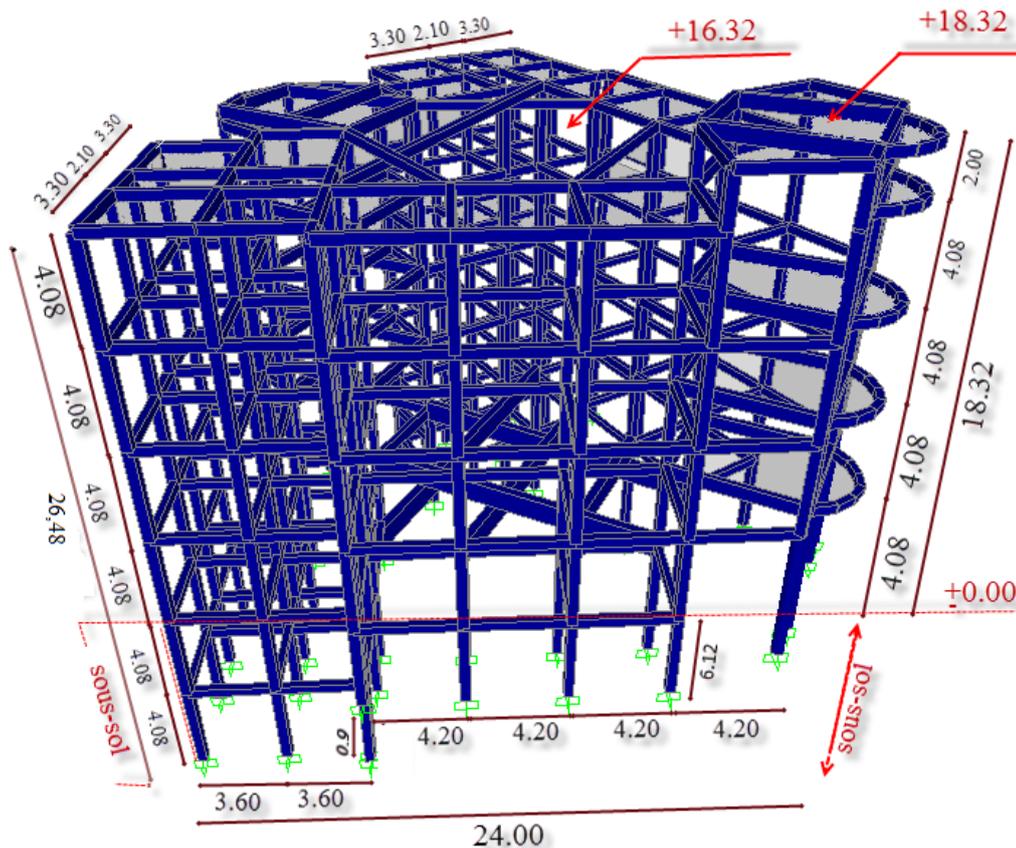
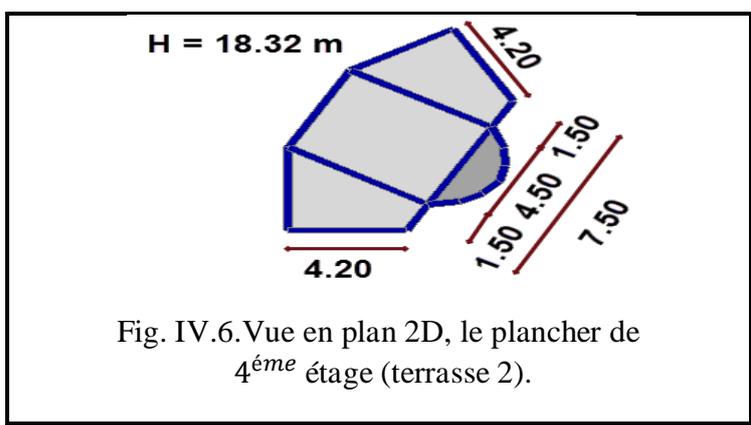
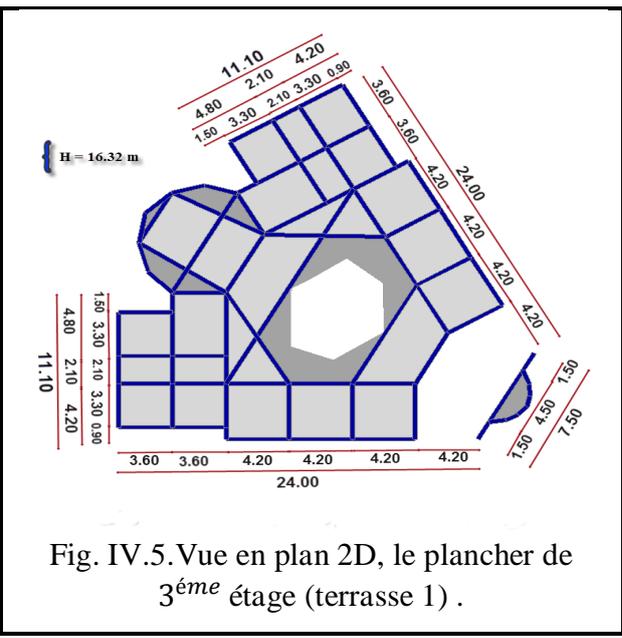
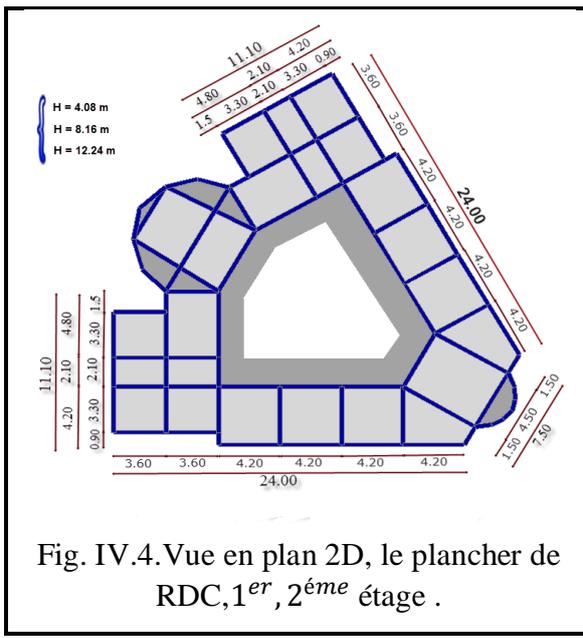
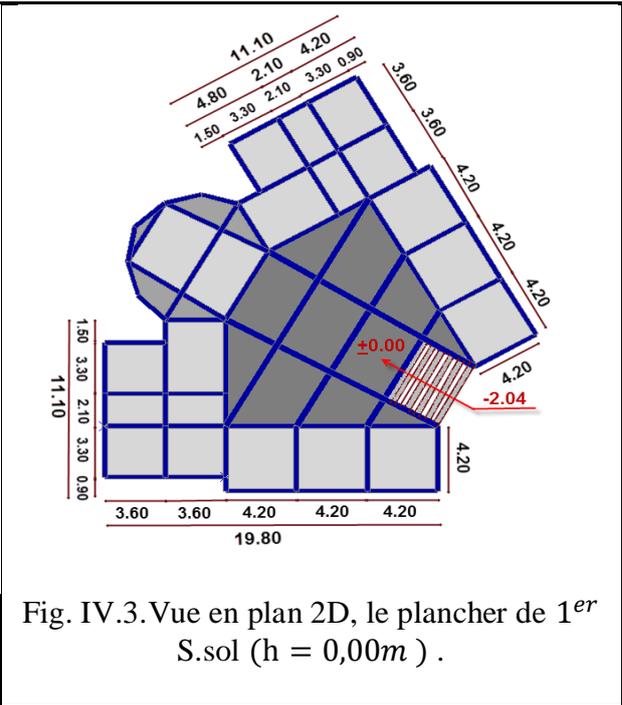
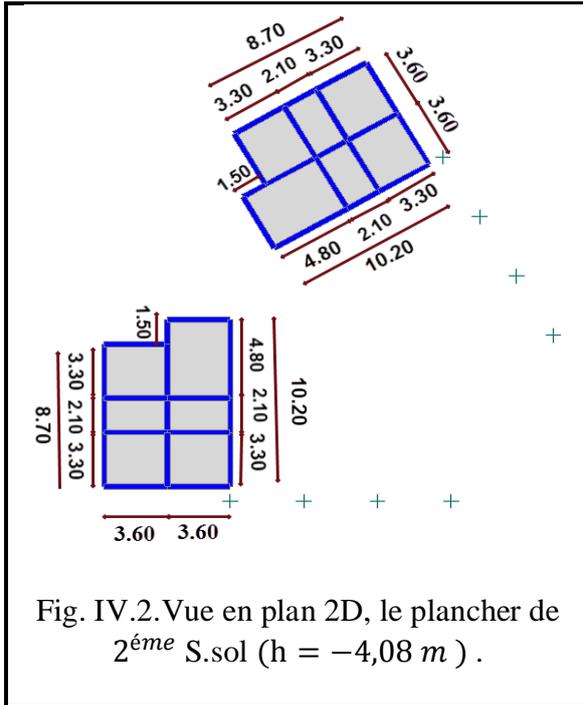
IV.1.2 : Schéma de l'ouvrage :

Fig. IV.1. Vue en 3D de la structure existante (auto stable)



IV.1.3 : Classification de l'ouvrage selon leur importance :

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne (classe 2) selon le RPA 99 V 2003 car il ne dépasse pas 48 mètres de hauteur.

IV.1.4 : Revoir Fonction :

La fonction principale de cet ouvrage est d'abriter les bureaux de l'administration de la commission nationale des œuvres sociales des travailleurs de l'éducation nationale au RDC et des chambres d'hébergement au 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage.

Les sous-sols comportent une salle de conférence et des sanitaires.

IV.2 : Caractéristiques des matériaux:

Les principaux matériaux utilisés dans la réalisation de ce projet sont :

Le béton, l'acier, et les adjuvants.

Les justifications et les calculs de notre bâtiment se feront suivant les règles de : BAEL91, CBA 93, RPA 99V2003.

IV.2.1. Le Béton :

Le béton s'obtient après un mélange judicieux de ciment, de granulats (sable, gravier), d'eau et éventuellement de produits d'addition (les adjuvants).

- Le ciment: La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite, et de la température de cuisson du mélange.
- Les granulats: Les granulats comprennent les sables et les pierrailles.
- Les sables: Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches, la grosseur des grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.
- Dosage : On appelle dosage, le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

IV.2.1.1. Caractéristiques physique et mécaniques du béton :

- Masse volumique: La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³. Elle peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.
- Coefficient de dilatation: Sa valeur moyenne est prise égale à celle de l'acier soit 10. Cette circonstance a permis le développement du béton armé.
- Retrait hygrométrique : Au cours de sa vie le béton subit une variation de son volume. Lorsque le béton conserve dans une atmosphère sèche, il diminue de volume. Ce phénomène est appelé " retrait".

- Fluage: Il se développe sous une charge et vient s'ajouter au retrait hygrométrique.

IV.2.1.2. Résistance du béton :

1) À la compression :

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton. Dans les calculs, on se réfère habituellement à la résistance à 28 jours d'âge, cette valeur est représentée par le symbole f_{c28} . Dans notre cas, et suite à la campagne d'essais (scléromètre, ultrason et carottage) effectuée par le maître de l'ouvrage, il a été constaté une résistance moyenne de **22 MPa**. La résistance à la compression à " j " jours est donnée selon l'article (C.B.A 93, A2.1.1.1) par :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} ; \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} ; \text{ pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{pour } j < 28 \text{ jours}$$

2) À la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jours est conventionnellement définie selon l'article (C.B.A 93, A.2.1.1.2) par la relation : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ (en MPa).

Cette formule étant valable pour les valeurs de : $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$

On aura donc pour : $f_{c28} = 22 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 1,92 \text{ MPa}$.

IV.2.1.3. Modules de déformation longitudinale "E" : (C.B.A 93, A2.1.2)

Sous des contraintes normales d'une durée d'application < 24 heures, On admet à défaut de mesure qu'à l'âge de "j" jours le module de déformation instantané du béton :

$$\begin{cases} E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \\ E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \\ E_{i28} = 30822,44 \text{ MPa} \end{cases}$$

On admet que sous contraintes normales d'une longue durée, le module de déformation différé par :

$$\begin{aligned} E_{vj} &= \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \\ \Rightarrow \begin{cases} E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \\ E_{v28} = 10367,5 \text{ MPa} \end{cases} \end{aligned}$$

IV.2.1.4. Contraintes limites :1) De compression :

➤ A l'état limite ultime "ELU ":

Le diagramme contrainte -déformation du béton utilisé dans ce cas est le diagramme de calcul dit : " parabole - rectangle "; il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées $\varepsilon_{bc}=2\%$ et $\sigma_{bc} = f_{bu}$ suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations et tangent à la parabole à son sommet.

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_s} \cdot (C.B.A 93, A.4.5.2)$$

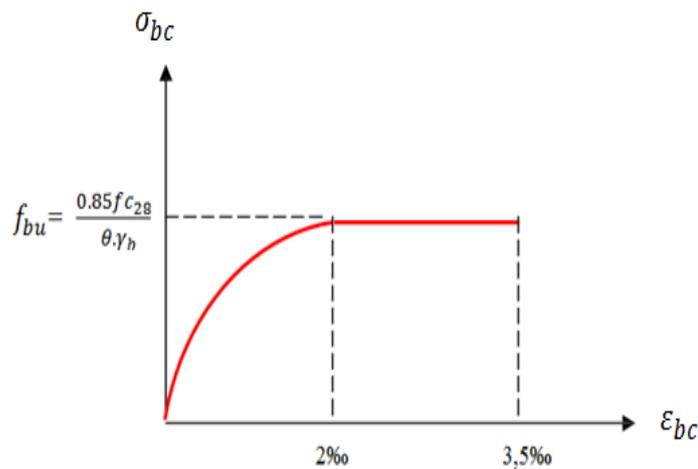


Fig. IV.7. Diagramme parabole – rectangle (béton)

Le coefficient γ_b vaut :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \text{ pour les situations durable ou transitoire (SDT).} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ pour les situations accidentelles (SA).} \end{cases}$$

Le coefficient θ est donné en fonction de la durée d'application des combinaisons d'actions il faut :

$$\begin{cases} \theta = 1 \text{ pour une durée } > 24 \text{ heures.} \\ \theta = 0,9 \text{ pour une durée entre 1 et 24 heures.} \\ \theta = 0,85 \text{ pour une durée } < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

$$\text{D'ou : } \begin{cases} f_{bu} = 12,47 \text{ MPa} & (\text{SDT}) \\ f_{bu} = 16,26 \text{ MPa} & (\text{SA}) \end{cases}$$

➤ A l'état limite de service "ELS" :

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme parabole reste dans le domaine élastique linéaire, ce dernier est défini par son module d'élasticité. La contrainte limite de service en compression est limitée par $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28}$. (C.B.A 93, A.4.5.2). D'où : $\bar{\sigma}_{bc} = 13,2 \text{ MPa}$.

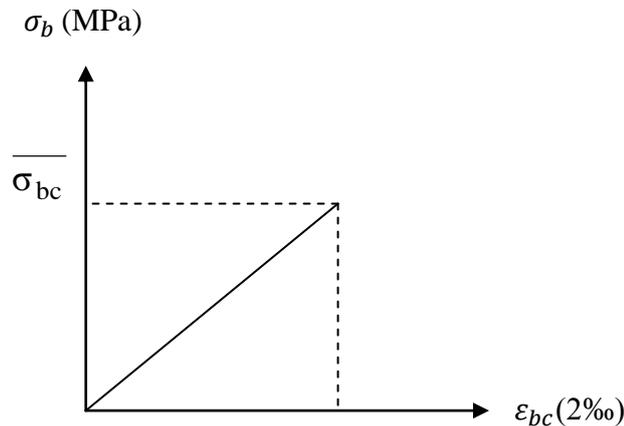


Fig. IV.8. Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.

2) Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

- Dans le cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau} = \min\left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa}\right] \Rightarrow \bar{\tau} = 2,93 \text{ MPa}$$

- Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\bar{\tau} = \min\left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}\right] \Rightarrow \bar{\tau} = 2,2 \text{ MPa}$$

IV.2.2: Les Aciers :

Les aciers associés au béton servent à reprendre les efforts de traction et les éventuels efforts de compression dans les éléments effectifs ou entièrement tendus nous utilisons : Des aciers de haute adhérence (HA) de nuance Fe E 40, caractérisés par leur limite élastique $F_e = 400 \text{ MPa}$.

Des aciers ronds lisse (RL) de nuance Fe E 24, caractérisés par leur limite élastique $F_e = 235 \text{ MPa}$.

IV.2.2.1. Module d'élasticité :

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier « E_s » est pris égal à $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$. Selon l'article (C.B.A 93, A2.2.2).

IV.2.2.2. Contrainte limite :

➤ **Etat limite ultime "ELU" :** (C.B.A 93 A.4.3.2):

$$\sigma_{st} = \begin{cases} \frac{f_e}{\gamma_s} ; \text{ pour } \varepsilon_s > 1,74\text{‰} \\ E_s \cdot \varepsilon_s ; \text{ pour } \varepsilon_s \leq 1,74\text{‰} \end{cases} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \gamma_s = 1,15 ; \text{ en SDT} \\ \gamma_s = 1 ; \text{ en SA} \end{cases}$$

$$D'ou \begin{cases} \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} & ; & \text{en SDT} \\ \sigma_{st} = 400 \text{ MPa} & ; & \text{en SA} \end{cases}$$

➤ **Etat limite de service "ELS" :** (C.B.A 93 A.4.5.3):

$$\bar{\sigma}_{st} = \begin{cases} \frac{f_e}{\gamma_s} ; \text{ en fissuration peu nuisible.} \\ \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] ; \text{ en fissuration préjudiciable.} \\ \min \left[\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] ; \text{ en fissuration très préjudiciable.} \end{cases}$$

η : Coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{pour les aciers RL} \\ \eta = 1,6 & \text{pour les aciers "HA"} \end{cases}$$

$$D'où \quad \bar{\sigma}_{st} \begin{cases} 348 \text{ Mpa en F. P. N} \\ 192,8 \text{ Mpa en F. P} \\ 157,74 \text{ Mpa en F. t. P} \end{cases}$$

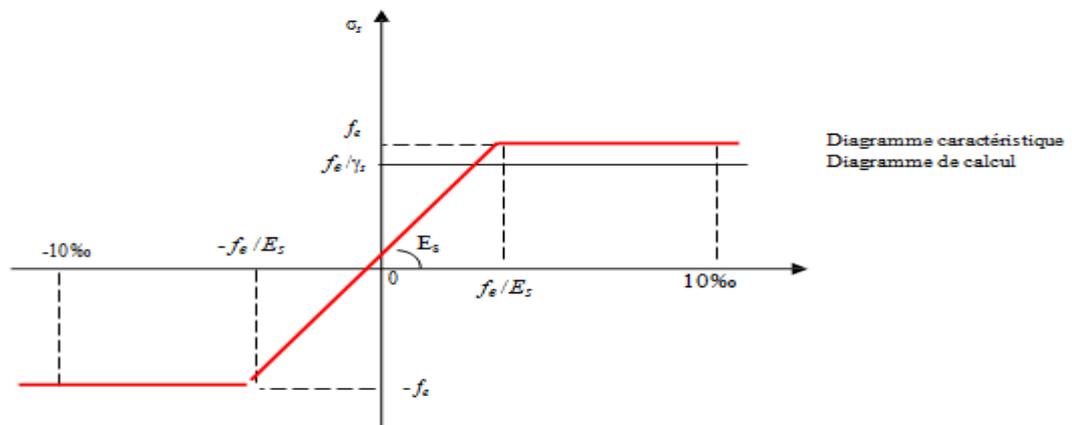


Fig. IV.9. Diagramme contraintes déformations (Acier) pour HA1.3.et4 et rondes lisses

Remarque :

Pour les nouveaux éléments injectés dans les structures, le béton a été réalisé avec une résistance de compression $f_{c28}=25$ MPa .

IV.3 : Principaux produits de réparation :**IV.3.1 : Mortiers :**

Mortier à base de ciment : réparation des fissures superficielles

Mortier à base de fumée de silice : réparation des fissures dans la structure en béton.

Micro béton de réparation : réparation et consolidation de béton.

IV.3.2 : Résine de reprise de bétonnage MEDAPDXY PRIMAIRE :

Est une résine époxy qui se présente sous forme de kit préposé comprenant 02 éléments : résiné et durcisseur utilisés pour :

- ✓ Collage de béton frais sur ancien.
- ✓ Collage de béton durci sur béton durci.
- ✓ Collage d'acier sur béton.

Caractérisé par une très bonne adhérence et une très bonne résistance aux agents climatiques.

IV.3.3 : Produit de réparation à base de résine EPOXY :

Mortier de réparation de béton fortement dégradé : MEDAPDXY mortier 180

Résine époxy pour injection : MEDAPDXY INJECT

Résine époxy pour ancrage des barres d'acier dans le béton : MEDAPDXY AN

✓ MEDAPDXY mortier 180 :

Est un mortier à base époxy, fourni sous forme de kit préposé comprenant composants: résine, durcisseur, charges sélectionnées.

Utilisé pour : l'application d'un revêtement épais sur des sols soumis à des sollicitations mécaniques très élevées.

Il procure une grande résistance à l'abrasion, aux chocs et aux efforts de frottements.

Caractérisé par :

Résistance mécanique très élevée.

Bonne résistance chimique.

✓ MEDAPDXY INJECT :

Est une résine époxy livrée sous forme de kit préposé à deux composants : résine et durcisseur.

Elle est spécialement conçue pour la réparation des microfissures sur le béton et le mortier.

Caractérisé par une :

Excellente adhérence sur support béton et mortier.

Très bonne mouillabilité qui permet le passage de produit dans les interstices les plus fines.

✓ **MEDAPDXY AN :**

Est fournis sous forme de kit préposé comprenant 2 composants :résine et durcisseur .

Utiliser par :

Une très bonne adhérence sur le béton et mortier.

Durcissement sans retrait.

IV.4 : Evaluation Des Charges :

Pour le calcul des charges et surcharges des différents éléments du bâtiment nous utilisons le (DTR B. C2 .2).

G : Charges permanentes

Q : Charges d'exploitations

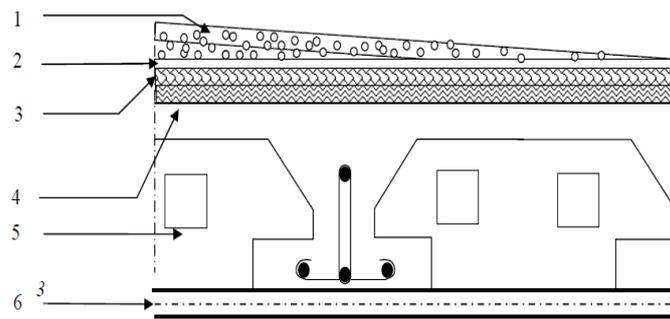
✓ **Plancher terrasse inaccessible (corps creux):**

Fig. IV.10. Terrasse inaccessible

| | |
|---------------------------------------|-----------------------------------|
| 1-protection gravillon (e=5 cm) | 0,05×1700 = 85 Kg/m ² |
| 2-Etanchéité multicouche (e=2cm)..... | 12 Kg/m ² |
| 3-Forme de pente (e=10cm)..... | 0,10×2200 = 220 Kg/m ² |
| 4-Isolation thermique(e=8cm)..... | 0,08×400 = 32 Kg/m ² |
| 5-Plancher corps creux (e=16+5)..... | 286 Kg/m ² |
| 6-Enduit en plâtre (e=2cm)..... | 0,02×1000 = 20 Kg/m ² |

$$G=655\text{Kg/m}^2=6,55\text{ KN/m}^2$$

$$Q=100\text{ Kg/m}^2=1\text{ KN/m}^2$$

✓ **Plancher terrasse inaccessible (dalle plein 12 cm):**

| | |
|--|-----------------------------------|
| 1-protection gravillon (e=5 cm) | 0,05×1700 = 85 Kg/m ² |
| 2-Etanchéité multicouche (e=2cm)..... | 12 Kg/m ² |
| 3-Forme de pente (e=10cm)..... | 0,10×2200 = 220 Kg/m ² |
| 4-Isolation thermique(e=8cm)..... | 0,08×400 = 32 Kg/m ² |
| 5- dalle plein en béton armé (e=12cm)..... | 0,12×2500 = 300 Kg/m ² |
| 6-Enduit en plâtre (e=2cm)..... | 0,02×1000 = 20 Kg/m ² |

$$G=669\text{Kg/m}^2=6,69\text{ KN/m}^2$$

$$Q=100\text{ Kg/m}^2=1\text{ KN/m}^2$$

✓ terrasse inaccessible (dalle plein 21 cm):

| | |
|--|-----------------------------------|
| 1-protection gravillon (e=5 cm) | 0,05×1700 = 85 Kg/m ² |
| 2-Etanchéité multicouche (e=2cm)..... | 12 Kg/m ² |
| 3-Forme de pente (e=10cm)..... | 0,10×2200 = 220 Kg/m ² |
| 4-Isolation thermique(e=8cm)..... | 0,08×400 = 32 Kg/m ² |
| 5- dalle plein en béton armé (e=21cm)..... | 0,21×2500 = 525 Kg/m ² |
| 6-Enduit en plâtre (e=2cm)..... | 0,02×1000 = 20 Kg/m ² |

$$G=894\text{Kg/m}^2=8,94\text{ KN/m}^2$$

$$Q=100\text{ Kg/m}^2=1\text{ KN/m}^2$$

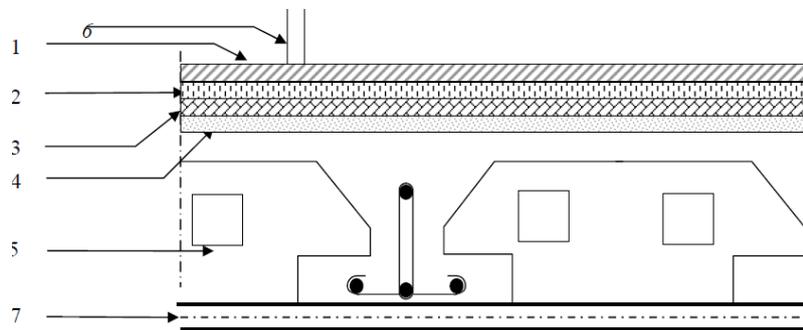
✓ Plancher étage courant (corps creux):

Fig. IV.11. Plancher étage courant, R.D.C

| | |
|-------------------------------------|----------------------------------|
| 1-carrelage (e=2cm)..... | 0.02×2200 =44 Kg/m ² |
| 2-Mortier de pose (e=2cm)..... | 0.02×2000 =40 Kg/m ² |
| 3- Lit de sable (e=3cm)..... | 0.03×1800 =54 Kg/m ² |
| 4-Plancher corps creux(e=16+5)..... | 286 Kg/m ² |
| 5-Enduit de plâtre..... | 0.02×1000 = 20 Kg/m ² |
| 6-Cloisons légères..... | 100 Kg/m ² |

$$G=544\text{ Kg/m}^2 =5,44\text{ KN/m}^2$$

$Q =2,5\text{KN/m}^2$ → Bureaux proprement dits +Halls de réception (RDC).

$Q =1,5\text{KN/m}^2$ → chambres (NIVEAU 1/2/3).

✓ Plancher étage courant (dalle pleine 12cm):

| | |
|--|-----------------------------------|
| 1-carrelage (e=2cm)..... | 0.02×2200 =44 Kg/m ² |
| 2-Mortier de pose (e=2cm)..... | 0.02×2000 =40 Kg/m ² |
| 3- Sable fin (e=3cm)..... | 0.03×1800 =54 Kg/m ² |
| 4- dalle plein en béton armé (e=12cm)..... | 0,12×2500 = 300 Kg/m ² |
| 5-Enduit de plâtre..... | 0.02×1000 = 20 Kg/m ² |
| 6-Cloisons légères..... | 100 Kg/m ² |

$$G=558\text{ Kg/m}^2=5,58\text{ KN/m}^2$$

$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$ → Bureaux proprement dits +Halls de réception (RDC).

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$ → chambres (NIVEAU 1/2/3).

✓ **Plancher étage courant dalle plein de 21 cm**

| | |
|--|-----------------------------------|
| 1-carrelage (e=2cm)..... | 0.02×2200 =44 Kg/m ² |
| 2-Mortier de pose (e=2cm)..... | 0.02×2000 =40 Kg/m ² |
| 3- Sable fin (e=3cm)..... | 0.03×1800 =54 Kg/m ² |
| 4- dalle plein en béton armé (e=21cm)..... | 0,21×2500 = 525 Kg/m ² |
| 5-Enduit de plâtre..... | 0.02×1000 = 20 Kg/m ² |
| 6-Cloisons légères..... | 100 Kg/m ² |

$G = 783 \text{ Kg/m}^2 = 7.83 \text{ KN/m}^2$

$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$ → Bureaux proprement dits +Halls de réception (RDC).

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$ → chambres (NIVEAU 1/2/3).

✓ **Cloisons extérieures :**

La maçonnerie utilisée est en brique (en double parois) avec 30% d'ouverture :

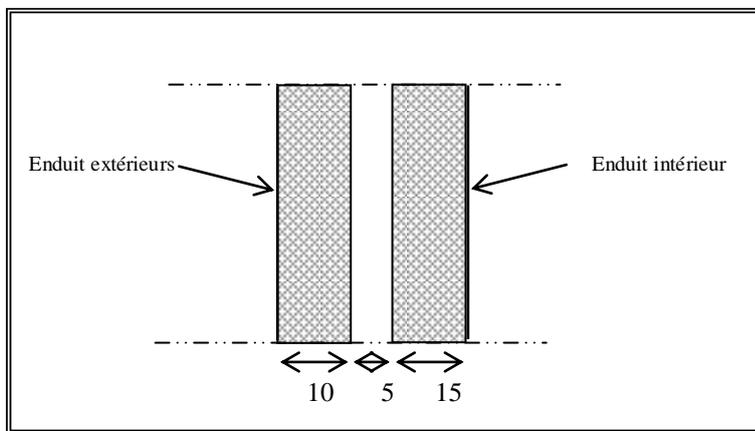


Fig. IV.12. Coupe transversale du mur extérieur

| | |
|---|-----------------------------------|
| 1-Enduit extérieur(en mortier de ciment e=2cm)..... | 0.02×2000 =40 Kg/m ² |
| 2-Brique creuse. (10cm)..... | 0.10×900 = 90 Kg/m ² |
| 3-Brique creuse. (15cm)..... | 0.15×1300 = 195 Kg/m ² |
| 4-Enduit intérieur (en plâtre e=2cm)..... | 0.02×1800 = 36Kg/m ² |

$G = 361 \text{ kg/m}^2 = 3,61 \text{ KN/m}^2$

Avec 30% d'ouverture : $3,61 \times 0,70 = 2,53 \text{ KN/m}^2$

Murs extérieurs en KN/ml : $2,53 \times 3,68 = 9,30 \text{ KN/ml}$

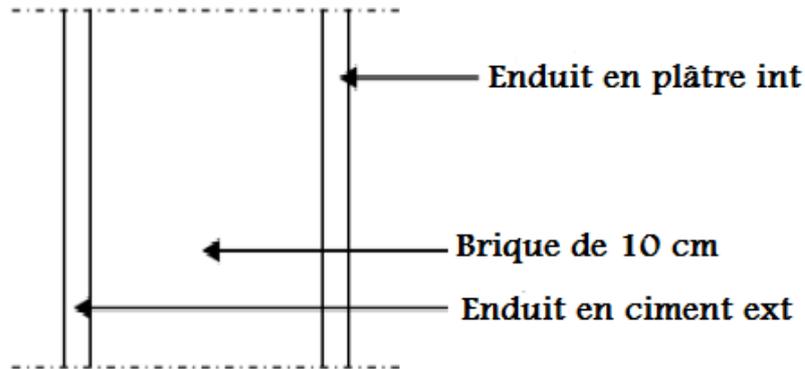
✓ Cloisons intérieur :

Fig. IV.13. Coupe transversale du mur intérieur

| | |
|--|---------------------------------|
| 1-Enduit extérieur(en mortier de ciment e=2 cm)..... | 0.02×2000 =40 Kg/m ² |
| 2-Brique creuse. (10cm)..... | 0.10×900 = 90 Kg/m ² |
| 3-Enduit en intérieur(en plâtre e=2cm))..... | 0.02×1800 =36Kg/m ² |

$$G=166 \text{ kg/m}^2 = 1,66 \text{ KN/m}^2$$

✓ Acrotère :

La surface de l'acrotère est :

$$S= (0,1 \times 0,7) + (0,08 \times 0,1) + (0,02 \times 0,1)/2 = 0,079 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$P= (0,079 \times 2500) = 179,5 \text{ Kg}$$

$$G=179,5 \text{ kg} = 1,795 \text{ KN/ml}$$

$$Q=100 \text{ Kg/m}^2 = 1 \text{ KN/m}^2$$

✓ Escaliers :

Caractéristique techniques :

Hauteur : $H=2,04 \text{ m}$

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

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

$$\text{On a } 59 < 2h+g < 66 \Rightarrow 14,5 < h < 18$$

Pour $h=17 \text{ cm} \Rightarrow$ on aura 12 marches

L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg } \alpha = \frac{2,04}{3,3} = 0,618 \Rightarrow \alpha = 31,72^\circ$$

Alors : la longueur de paillasse est égale à : $l = \frac{3,30}{\cos \alpha} = 3,88 \text{ m}$

✓ **Le palier :**

| | |
|---------------------------------|----------------------------------|
| 1-Carrelage (e=2cm) | 0.02×2200 =44 Kg/m ² |
| 2-Mortier de pose (e=2cm)..... | 0.02×2000 =40 Kg/m ² |
| 3- Lit de sable (e=2cm)..... | 0.02×1800 =36 Kg/m ² |
| 4-Poids propre (e=16cm)..... | 0.16×2500 =400 Kg/m ² |
| 5-Enduit de plâtre (e=2cm)..... | 0.02×1000 =20 Kg/m ² |

$$G=540 \text{ kg/m}^2 = 5,40 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=250 \text{ Kg/m}^2 = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

✓ **La paillasse :**

| | |
|--|---|
| 1- Poids propre (e= 16cm) | (0.16×2500)/cos (31,72°) =470 Kg/m ² |
| 2-Poids propre de la contre marche (e=17cm)..... | (0.17/2)×2500 =212,5 Kg/m ² |
| 3-Carrelage horizontal(e=2cm) | 0.02×2200 =44 Kg/m ² |
| 4-Carrelage verticale(e=2 cm) | 0.02×2200×(17/30) =24,94 Kg/m ² |
| 5-Mortier de pose horizontale(e=2cm) | 0.02×2000 =40 Kg/m ² |
| 6-Mortier de pose verticale(e=2cm)..... | 0.02×2000×(17/30) =27 Kg/m ² |
| 7-Sable fin (e=2cm) | 0.02×1800 =36 Kg/m ² |
| 8-Enduit de plâtre(e=2cm) | 0.02×1000=20 Kg/m ² |

$$G = 874,44 \text{ Kg/m}^2 = 8,74 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 250 \text{ Kg/m}^2 = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Balcon de 15 cm d'épaisseur :**

| | |
|--|-----------------------------------|
| 1-Carrelage (e=2cm) | 0.02×2200 =44 Kg/m ² |
| 2-Mortier de pose (e=2cm)..... | 0.02×2000 =40 Kg/m ² |
| 3-Lit de sable (e=3cm)..... | 0.03×1800 =54 Kg/m ² |
| 4- dalle plein en béton armé (e=15cm)..... | 0,15×2500 = 375 Kg/m ² |
| 5-Enduit de plâtre (e=2cm)..... | 0.02×1000 =20 Kg/m ² |
| 6-Brique creuse. (10cm)..... | 0.10×1000 = 100 Kg/m ² |

$$G= 633 \text{ Kg/m}^2 = 6,33 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 350 \text{ Kg/m}^2 = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

V.1.INTRODUCTION

Après avoir présenté l'ouvrage objet de notre étude et avoir passé en revue l'état des lieux de la structure du bâtiment, nous passons dans le présent chapitre à la vérification de la résistance de cette structure selon les prescriptions du code parasismique en vigueur RPA 99 version 2003.

V.2. ETUDE SISMIQUE DYNAMIQUE

Le séisme se manifeste par une série de secousses brutales et violentes qui ébranlent le sol, leurs effets sont souvent catastrophiques. Ces secousses sismiques imposent aux constructions des accélérations particulières, il en résulte des efforts pouvant s'exercer suivant des directions quelconques.

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

V.2.1. Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non-amorties.

L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V.2.2. Présentation des différentes méthodes de calcul

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.2.2.1. La méthode statique équivalente

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

V.2.2.2. La méthode dynamique modale spectrale

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant

représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

V.2.2.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

V.2.3.Choix de la méthode de calcul

D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée à Boumerdés et classée dans la zone sismique III groupe d'usage 2 .Nous allons choisir la méthode d'analyse modale spectrale à cause des paramètres suivants:

- La méthode statique équivalente n'est plus applicable.
- Le bâtiment ou bloc étudié, ne satisfaisait pas aux conditions de régularité en plan et en élévation.
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m ; la hauteur du structure : $h = 26,48 > 17m$ (Non vérifiée).

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

V.2.4.Méthode d'analyse modale spectrale

- **Spectre de réponse de calcul**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$S_a = \begin{cases} 1.25A \left[1 + \left(\frac{T1}{T2} \right) \cdot \left(2.5\eta \left(\frac{Q}{R} \right) - 1 \right) \right] & 0 < T < T1 \\ 2.5\eta (1.25A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T1 < T < T2 \\ 2.5\eta \cdot (1.25A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T1}{T2} \right)^{2/3} & T2 < T < 3.0s \\ 2.5\eta \cdot (1.25A) \cdot \left(\frac{T2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{3/5} \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T < 3.0s \end{cases}$$

- **Coefficient d'accélération A**

Notre ouvrage a les paramètres suivants :

- Zone sismique : III (Boumerdés).
- Groupe d'usage : 2.

D'après le (RPA99, chapitre IV, Tab 4.1, Art 4.2.3), le coefficient d'accélération :

$$\mathbf{A = 0,25.}$$

- **Coefficient de comportement de la structure R**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 4.2.3 du R.P.A99/2003.

Notre structure a un système Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide, ce qui implique selon le R.P.A 99/V.2003 que le coefficient de comportement sera :

$$R = 3,5.$$

- **Facteur de qualité Q**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Tableau V.1. Valeur des pénalités.

| Critère | DIRECTIONS | |
|---|-------------------|------------------|
| | Sens longitudinal | Sens transversal |
| 1. Conditions minimales sur les files de contreventement. | 0.05 | 0.05 |
| 2. Redondance en plan. | 0.05 | 0.05 |
| 3. Régularité en plan. | 0.05 | 0.05 |
| 4. Régularité en élévation. | 0.05 | 0.05 |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux. | 0.00 | 0.00 |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution. | 0.00 | 0.00 |
| Q=1+ | 0.20 | 0.20 |

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 0,20 \quad \Rightarrow \quad Q = 1,20.$$

- **facteur de correction d'amortissement**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad \text{Avec : } \xi(\%) \text{ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du}$$

matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

D'après le R.P.A99/V.2003 (Chapitre IV-Tableau 4.2), on prend un remplissage "dense en béton armé". $\Rightarrow \xi = 7\%$.

- **Période T1 et T2**

T1 et T2 se sont des périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**Chapitre IV-Tableau 4.7**). A cause de l'absence des essais et de l'étude de site appropriée, il est permis d'utiliser le spectre S3 (RPA99, chapitre III, Art 3.3.3) :

$$T1 = 0.15 \quad ; \quad T2 = 0.50$$

- **Analyse modale (Périodes et facteurs de participation modale)**

Tableau V.2. Périodes et facteurs de participation modale.

| Mode | Périodes (s) | μ_x | μ_y | R_z |
|-----------|--------------|----------|---------|--------|
| 1 | 0,713 | 6,189 | 25,271 | 33,075 |
| 2 | 0,651 | 19,808 | 27,561 | 31,321 |
| 3 | 0,627 | 48,391 | 23,815 | 37,843 |
| 4 | 0,236 | 0,71 | 3,999 | 4,424 |
| 5 | 0,223 | 8,186 | 0,643 | 2,847 |
| 6 | 0,217 | 0,001309 | 3,800 | 01,454 |
| 7 | 0,138 | 0,154 | 1,791 | 1,872 |
| 8 | 0,134 | 4,519 | 0,194 | 1,316 |
| 9 | 0,132 | 0,154 | 1,756 | 0,912 |
| 10 | 0,089 | 9,536 | 0,23 | 1,413 |
| 11 | 0,083 | 1.78E-12 | 8,492 | 8,948 |
| Σ | | 97,648 | 97,553 | |

- **Constatations**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T = 0.713$ s.
- Les 11 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% selon le (RPA99, chapitre IV, Art 4.3.4).
- Le 1^{ère} et le 2^{ème} modes sont des modes de rotation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de translations suivant l'axe globale X.

V.3. VÉRIFICATION SELON LE RPA 99V2003

V.3.1. Vérification de la période fondamentale

On doit vérifier que la valeur de période numérique ne dépasse pas la valeur de la période empirique approprié de 30% ($T_N < 1,3 T_e$).

La période fondamentale est égal a : $T_N = 0,713$ s

T_e : période empirique de la structure :

$$T_e = \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D}} \quad \text{Où :}$$

D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considérée.

h_N : Hauteur mesuré à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 26,48\text{m} \quad L_y = 28,28\text{m}.$$

$$T_{ex} = \frac{0,09 h_N}{\sqrt{L_x}} = 0,445\text{s} \quad \text{avec : } L_x = 28,58\text{m}.$$

$$T_{ey} = \frac{0,09 h_N}{\sqrt{L_y}} = 0,448\text{s} \quad \text{avec : } L_y = 28,28\text{m}.$$

$$T_e = \text{Min} (T_{ex}, T_{ey}) \rightarrow T_e = 0,445\text{s}$$

$$T_N = 0,713 > 1,3 T_e = 0,578 \dots \dots \dots \text{Non vérifié}$$

La période fondamentale de la structure n'est vérifiée par rapport à la période empirique ce que signifie qu'on est à la présence d'une structure flexible.

V.3.2. Justification de la force sismique de calcul

L'une des 1^{ère} vérifications préconisées par le (RPA99, chapitre IV, Art 4.3.6) la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- ✓ Si $V_t < 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **0,8** V/V_t .

$$\text{On a : } V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad \text{avec} \quad \begin{cases} A = 0,25 \\ R = 3,5 \\ Q = 1,20 \\ D = ??? \\ W = ??? \end{cases}$$

D'après le RPA 99/V.2003, le facteur d'amplification dynamique s'écrit comme suit :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \dots \dots \dots (I) \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \dots \dots \dots (II) \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T > 3.0 \text{ s} \dots \dots \dots (III) \end{cases}$$

On a $T=0,713 \text{ s} \Rightarrow$ on utilise la formule (II).

$$\left. \begin{array}{l} \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.882 \\ T_2 = 0,50 \text{ s.} \\ T = 0,713 \text{ s.} \end{array} \right\} \Rightarrow D = 2,5 \times 0,882 \times \left(\frac{0,50}{0,713}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,74$$

➤ Poids total de la structure :

Selon le RPA99/V.2003 il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction des charges d'exploitation d'après le tableau 4.5 (RPA99/V.2003 .p41).

W : poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- W_{Qi} : charges d'exploitation.
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation Selon le Tableau 4.5, RPA99/version 2003 : Bâtiments recevant de publique temporairement $\beta = 0,3$.

Les résultats des différentes poids correspondent à chaque étage sont déterminés par le SAP2000 et ils sont résumés comme suit :

Tableau V.3. Poids des différents étages.

| Niveau | h | W_i [KN] |
|------------------------|-------|----------------------|
| s.sol 2 | -4.08 | 1046,918 |
| s.sol 1 | 0.00 | 2607,903 |
| RDC | 4.08 | 3540,046 |
| 1 ^{ère} Etage | 8.16 | 3554,571 |
| 2 ^{ème} Etage | 12.24 | 3695,494 |
| Terrasse 1 | 16.32 | 2447,597 |
| Terrasse 2 | 18.32 | 499,498 |
| | | $\Sigma = 17392,030$ |

Donc l'effort sismique sera :

$$V_{x\text{ stat}} = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0,25 \times 1,74 \times 1,20}{3,5} \times 17392,030 = 2593,90 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{ stat}} = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0,25 \times 1,74 \times 1,25}{3,5} \times 17392,030 = 2593,90 \text{ KN.}$$

$$V_{x\text{ dyn}} = 1989,31 < 0,8.V_{x\text{ stat}} = 2075,12 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Non vérifié.}$$

$$V_{y\text{ dyn}} = 1892,48 < 0,8.V_{y\text{ stat}} = 2075,12 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Non vérifié.}$$

V.3.3. Distribution verticale de la force sismique

$$V = F_t + \sum F_i \text{ (Art 4.2.5 RPA 99), Avec: } T = 0,713\text{s} > 0,7\text{s} \rightarrow F_t = 0,07 \text{ TV}$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Tableau V.4. Distribution verticale de la force sismique

| Niveau | h_i | W_j | $W_j h_j$ | $\frac{W_j h_j}{\sum W_j h_j}$ | V- F_t | F_i |
|------------------------|-------|----------|-----------|--------------------------------|----------|---------|
| Terrasse 2 | 26,48 | 499,498 | 13226,718 | 0,048 | 2464,43 | 118,292 |
| Terrasse 1 | 24,48 | 2447,597 | 59917,178 | 0,217 | 2464,43 | 534,781 |
| 2 ^{ème} Etage | 20,4 | 3695,494 | 75388,092 | 0,273 | 2464,43 | 672,789 |
| 1 ^{ère} Etage | 16,32 | 3554,571 | 58010,608 | 0,210 | 2464,43 | 517,530 |
| RDC | 12,24 | 3540,046 | 43330,166 | 0,157 | 2464,43 | 386,915 |
| s.sol 1 | 8,16 | 2607,903 | 21280,494 | 0,077 | 2464,43 | 189,761 |
| s.sol 2 | 4,08 | 1046,918 | 4271,429 | 0,015 | 2464,43 | 36,966 |

V.3.4. Distribution horizontale des forces sismiques

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

Tableau V.5. Distribution horizontale des forces sismiques.

| Niveau | Terrasse 2 | Terrasse 1 | 2 ^{ème} Etage | 1 ^{ère} Etage | RDC | s.sol 1 | s.sol 2 |
|----------------------|------------|------------|------------------------|------------------------|----------|----------|----------|
| F_i | 118,292 | 534,781 | 672,789 | 517,530 | 386,915 | 189,761 | 36,966 |
| F_t | 129,47 | 129,47 | 129,47 | 129,47 | 129,47 | 129,47 | 129,47 |
| V_k | 247.762 | 782.543 | 1455.333 | 1972.863 | 2359.779 | 2549,540 | 2586,506 |

V.3.5. Vérification des déplacements**V.3.5.1. Calcule les déplacements relatifs**

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est donné selon le (RPA99, chapitre IV, Art 4.4.3) par la formule suivante :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

Tableau V.6. Déplacements relatifs dans le sens longitudinal

| Niveau | δ_{ekx} (m) | R | δ_{kx} (m) |
|------------------------|--------------------|-----|-------------------|
| Terrasse 2 | 0.01901 | 3.5 | 0,06653 |
| Terrasse 1 | 0.020198 | 3.5 | 0,07066 |
| 2 ^{ème} Etage | 0.017355 | 3.5 | 0,06072 |
| 1 ^{ère} Etage | 0.013741 | 3.5 | 0,04809 |
| RDC | 0.009231 | 3.5 | 0,03230 |
| s.sol 1 | 0.00456 | 3.5 | 0,01596 |
| s.sol 2 | 0.001969 | 3.5 | 0,00689 |

Tableau V.7. Déplacements relatifs dans le sens transversal

| Niveau | δ_{eky} (m) | R | δ_{ky} (m) |
|------------------------|--------------------|-----|-------------------|
| Terrasse 2 | 0.021069 | 3.5 | 0,07341 |
| Terrasse 1 | 0.020131 | 3.5 | 0,07045 |
| 2 ^{ème} Etage | 0.017354 | 3.5 | 0,06074 |
| 1 ^{ère} Etage | 0.014322 | 3.5 | 0,05012 |
| RDC | 0.010395 | 3.5 | 0,03638 |
| s.sol 1 | 0.006067 | 3.5 | 0,02123 |
| s.sol 2 | 0.002671 | 3.5 | 0,00934 |

V.3.5.2. Les déplacements inter- étages

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 /V2003, concerne les déplacements latéraux inter- étages. En effet, selon (RPA99, chapitre IV, Art 4.4.3), l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq 1 \% \text{ de la hauteur d'étage (4,08m).}$$

Tableau V.8. Déplacements inter- étages

| Niveau | Δk_x (m) | Δk_y (m) | 1% h = 0,0408 m |
|------------------------|------------------|------------------|-----------------------|
| Terrasse 2 | 0,00413 | 0,00296 | < 0,04 Vérifie |
| Terrasse 1 | 0,00944 | 0,00971 | < 0,04 Vérifie |
| 2 ^{ème} Etage | 0,01263 | 0,01062 | < 0,04 Vérifie |
| 1 ^{ère} Etage | 0,01579 | 0,01374 | < 0,04 Vérifie |
| RDC | 0,01634 | 0,01515 | < 0,04 Vérifie |
| s.sol 1 | 0,00907 | 0,01189 | < 0,04 Vérifie |
| s.sol 2 | 0,00689 | 0,00934 | < 0,04 Vérifie |

V.3.6. Vérification de la largeur de joint sismique

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{\min} satisfait la condition suivante selon le (RPA99, chapitre V, Art 5.8):

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40\text{mm.}$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon : (l'article 4.4.3 RPA99/V2003) au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations. Nous avons $\delta_1 = 60.74\text{mm}$. On prend par défaut que δ_2 est égale aussi à 60.74 mm , le joint sismique existant est de $d = 40\text{ mm}$.

Le joint sismique existant est de $d = 40\text{ mm}$

Donc : $d_{\min} = 136.48 \approx 137\text{mm}$ **Non vérifié.**

V.3.7. Justification de l'effet P- Δ

L'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des étages provoque dans les murs et les poteaux des efforts axiaux additionnels, ce phénomène est appelé « effet p-delta ».

Les effets P- Δ peuvent être négligés dans le cas où la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux selon le (RPA99, chapitre V, Art 5.9):

$$\theta = \mathbf{P}_k \Delta_k / \mathbf{V}_k \mathbf{h}_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

$$\mathbf{P}_k = \sum_{i=k}^n (\mathbf{W}_{Gi} + \beta \mathbf{W}_{qi})$$

$$\mathbf{V}_k : \text{Effort tranchant d'étage au niveau "k" : } \mathbf{V}_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

\mathbf{h}_k : hauteur de l'étage k

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau V.9. Justification de l'effet P-Δ dans le sens longitudinal

| Niveau | Pk (KN) | Δkx (m) | Vx (KN) | h(m) | θx | Observation |
|------------------------|----------|---------|---------|------|-------|-----------------|
| Terrasse 2 | 499,498 | 0,00413 | 118,292 | 2 | 0.008 | ≤ 0,1 CV |
| Terrasse 1 | 2447,597 | 0,00944 | 534,781 | 4,08 | 0.010 | ≤ 0,1 CV |
| 2 ^{ème} Etage | 3695,494 | 0,01263 | 672,789 | 4,08 | 0.017 | ≤ 0,1 CV |
| 1 ^{ère} Etage | 3554,571 | 0,01579 | 517,530 | 4,08 | 0.026 | ≤ 0,1 CV |
| RDC | 3540,046 | 0,01634 | 386,915 | 4,08 | 0.036 | ≤ 0,1 CV |
| s.sol 1 | 2607,903 | 0,00907 | 189,761 | 4,08 | 0.030 | ≤ 0,1 CV |
| s.sol 2 | 1046,918 | 0,00689 | 36,966 | 4,08 | 0.047 | ≤ 0,1 CV |

Tableau V.10. Justification de l'effet P-Δ dans le sens transversal

| Niveau | Pk (KN) | Δky (m) | Vy (KN) | h(m) | θy | Observation |
|------------------------|----------|---------|---------|------|-------|-----------------|
| Terrasse 2 | 499,498 | 0,00296 | 118,292 | 2 | 0.006 | ≤ 0,1 CV |
| Terrasse 1 | 2447,597 | 0,00971 | 534,781 | 4,08 | 0.010 | ≤ 0,1 CV |
| 2 ^{ème} Etage | 3695,494 | 0,01062 | 672,789 | 4,08 | 0.014 | ≤ 0,1 CV |
| 1 ^{ère} Etage | 3554,571 | 0,01374 | 517,530 | 4,08 | 0.023 | ≤ 0,1 CV |
| RDC | 3540,046 | 0,01515 | 386,915 | 4,08 | 0.033 | ≤ 0,1 CV |
| s.sol 1 | 2607,903 | 0,01189 | 189,761 | 4,08 | 0.040 | ≤ 0,1 CV |
| s.sol 2 | 1046,918 | 0,00934 | 36,966 | 4,08 | 0.064 | ≤ 0,1 CV |

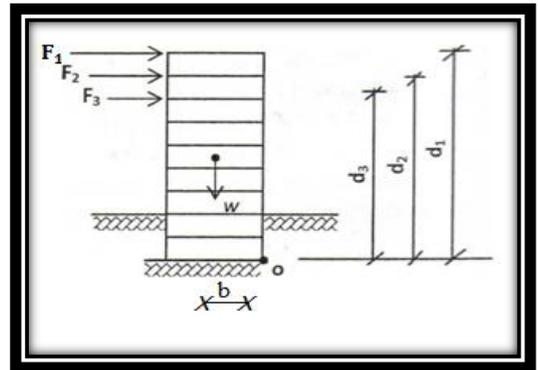
V.3.8. Vérification du renversement

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement. Pour que le bâtiment soit stable au renversement il faut que le rapport entre le moment renversant et le moment stabilisant soit supérieur ou égal à 1.5 selon le (RPA99, chapitre V, Art 5.5).

$$M_{\text{Renversement}} = \sum M_{F_i/o} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$M_{\text{Stabiliseur}} = M_{w/o} = W \times b$$

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabiliseur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5$

**Tableau V.11.** Vérification du renversement

| | W (kn) | b (m) | Ms (kn.m) | Mr (Kn.m) | Ms/Mr | Observation |
|------------|-----------|-------|-----------|-----------|-------|----------------|
| Sens long | 17392,030 | 14,29 | 248532,10 | 44829,90 | 5,54 | Vérifie |
| Sens trans | 17392,030 | 14,14 | 245923,30 | 44829,90 | 5,48 | Vérifie |

V.4. VÉRIFICATION DES POTEAUX**V.4.1. Vérification de coffrage des poteaux**

Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes selon le (RPA99, chapitre VII Art 7.4.1):

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm en zone III} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Min}(b_1, h_1) = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & \dots \text{ CV} \\ \text{Min}(b_1, h_1) = 40 \text{ cm} \geq \frac{368}{20} = 18,4 \text{ cm} & \dots \text{ CV} \\ \frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4 & \dots \text{ CV} \end{array} \right.$$

Pour les poteaux circulaires, le diamètre D devra satisfaire les conditions ci-dessous :

$$\left\{ \begin{array}{l} D \geq 25 \text{ cm en zone I} \\ D \geq 30 \text{ cm en zone II} \\ D \geq 35 \text{ cm en zone III} \\ D \geq \frac{h_e}{15} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{ll} D = 56 \text{ cm} > 35 \text{ cm} & \dots \text{ CV} \\ D = 56 \text{ cm} \frac{h_e}{15} = \frac{570}{15} = 38 \text{ cm} & \dots \text{ CV} \end{array} \right.$$

On remarque que le coffrage des poteaux est **vérifié**.

V.4.2. Vérification de la section des poteaux

En ce qui suit, on procèdera à un pré dimensionnement des sections attribuées aux poteaux existants afin de vérifier leur conformité aux exigences. Pour cela, le BAEL nous propose la formule suivante :

$$\beta N_u = B_r f_{bc} / 0.9 + 0.85 A f_e / \gamma_s \quad (1)$$

N_u : l'effort normal ultime du poteau le plus sollicité

B_r : Section réduite du poteau (en m²).

A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul (Armatures longitudinales).

- **f_{c28}**: Résistance caractéristique du béton = 22MPa.
- **f_{bc}** : 0,85f_{c28}/γ_b = 12,46 MPa.
- **f_e** : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400MPa.
- **γ_b**: 1,5 (Situation durable ou transitoire).
- **γ_s** : 1,15 (Cas général).
- **b** : Coefficient de correction dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0,85\lambda^2/1500 \quad \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

On fixe un élançement mécanique λ = 35 pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'ou : b = 1.2

L'expression (1) peut s'écrire comme suit :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + 0,85 \frac{f_e}{\gamma_s} \cdot \frac{A}{B_r}}$$

Selon RPA99V2003 dans l'article 7.4.2 nous donne :

$$A_{min} = 0,9\% B_r$$

$$A/B_r = 0,009$$

$$\text{Alors } B_r \geq 0,072 N_u$$

Tableau V.12. Vérification de la section des poteaux

| Niveau | Nu | B_r | $(a, b)_{calculer}$ | B_r, cal | $B_{existant}$ | Observation |
|-------------|----------|--------|---------------------|------------|----------------|-----------------|
| s-sol2 | 1026.722 | 0,0739 | 0,291 | 0,08 | 0,16 | Vérifier |
| s-sol1 | 972.807 | 0,070 | 0,284 | 0,08 | 0,16 | Vérifier |
| RDC | 931.537 | 0,067 | 0,278 | 0,077 | 0,16 | Vérifier |
| Etage 1 | 696.796 | 0,050 | 0,243 | 0,06 | 0,16 | Vérifier |
| Etage 2 | 440.881 | 0,031 | 0,196 | 0,04 | 0,16 | Vérifier |
| Terrasse 1 | 231.968 | 0,016 | 0,146 | 0,02 | 0,16 | Vérifier |
| Terrasse 2 | 120.807 | 0,008 | 0,109 | 0,011 | 0,16 | Vérifier |
| Poteaux Ø56 | 456.163 | 0,032 | 0,2 | 0,19 | 0,24 | Vérifier |

Les sections attribuées aux poteaux sont vérifiées.

V.4.3. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante (RPA99, chapitre VII, Art 7.1.3.3) :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Où :

-v : effort normal réduit

- N_d : effort normal de compression maximal. (SAP 2000)

- B_c : section brute de l'élément.

- f_{c28} : résistance caractéristique du béton

Selon les cas d'étude proposés, les poteaux qui présentant un risque de rupture fragile par effort normal de compression, sont représentés dans le tableau suivant :

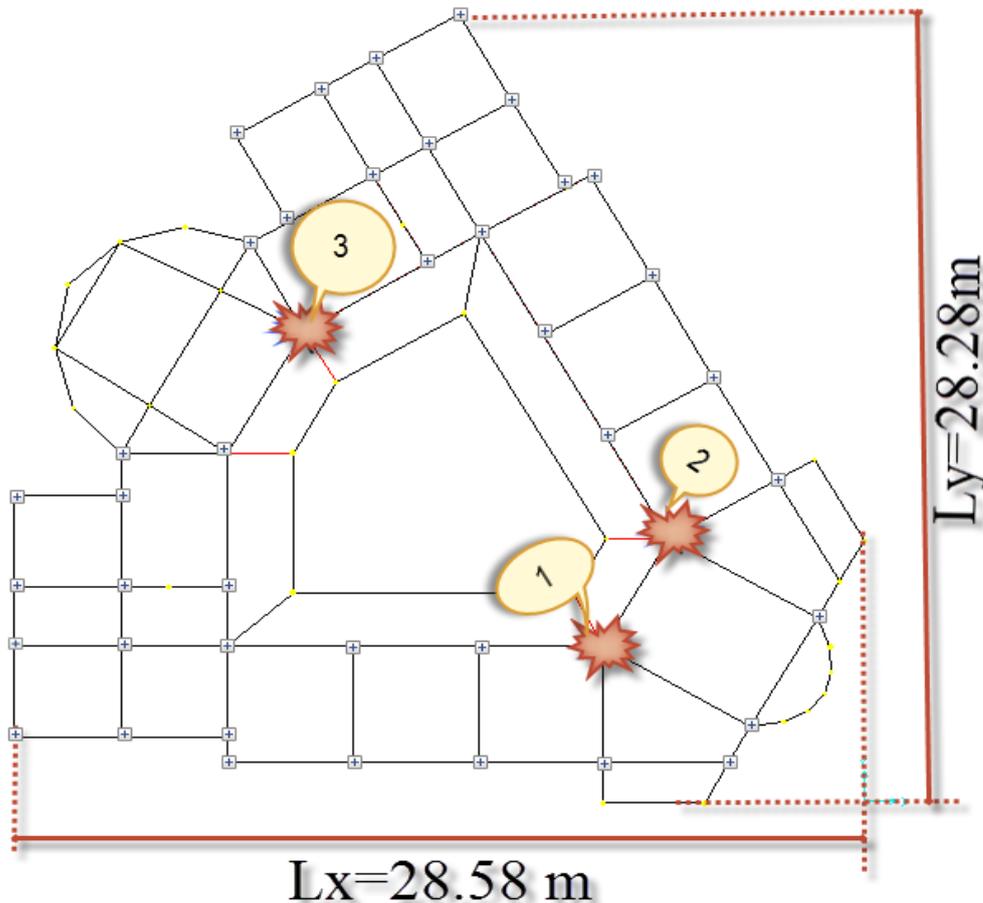
Tableau V.13. Vérification de l'effort normal réduit dans le sens longitudinal

| Niveau | Elément | Nd (kn) | Bc (m ²) | fc28 (kn) | Bc × fc28 | V | Observation |
|---------|---------|----------|----------------------|-----------|-----------|------|-------------------------|
| S.sol 1 | 2 | 1270.529 | 0.16 | 22000 | 3520 | 0,36 | >0.3 Non Vérifié |

Tableau V.14. Vérification de l'effort normal réduit dans le sens transversal

| Niveau | Elément | Nd (kn) | Bc (m ²) | fc28 (kn) | Bc × fc28 | V | Observation |
|---------|---------|----------|----------------------|-----------|-----------|-------|-------------------------|
| S.sol 1 | 1 | 1307.945 | 0.16 | 22000 | 3520 | 0,37 | >0.3 Non Vérifié |
| S.sol 1 | 3 | 1080.404 | 0.16 | 22000 | 3520 | 0.306 | >0.3 Non Vérifié |

D'après les résultats précédents, nous constatons qu'un nombre des poteaux présentant un risque de rupture fragile par effort normal de compression, et ces poteaux sont représentés dans la figure ci-dessous :

**Fig. V.1.** Schéma des poteaux fragile

V.4.4. Vérification des sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique selon le (RPA99, chapitre VII, Art 7.4.3.2) doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$\tau_{bu} = \frac{V_{max}}{b \cdot d}$$

V_{\max} : Effort tranchant agissant sur l'élément considéré

b : largeur de la section cisailée

d : largeur utile de la section = $0,9 \times h$ (h : hauteur totale de la section)

ρ_d : est fonction de l'élançement géométrique λ_g avec $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

$$\text{Si } \begin{cases} \lambda_g > 5 \rightarrow \rho_d = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_d = 0,04 \end{cases}$$

Tableau V.15. Caractéristique géométrique du poteau

| Niveau | Poteau | h (m) | l_f (m) | a (m) | λ_g | ρ_d | $\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa) |
|-------------|--------|-------|-----------|-------|-------------|----------|-------------------------|
| S.sol | 40x40 | 4,08 | 2,856 | 0,40 | 7,14 | 0,075 | 1,65 |
| RDC | 40x40 | 4,08 | 2,856 | 0,40 | 7,14 | 0,075 | 1,65 |
| | Ø56 | 6.12 | 4.284 | 0,56 | 7.65 | 0.075 | 1,65 |
| Etage 1/2/3 | 40x40 | 4,08 | 2,856 | 0,40 | 7,14 | 0,075 | 1,65 |
| Etage 4 | 40x40 | 2 | 1,4 | 0,40 | 3,5 | 0,04 | 0,88 |

Tableau V.16. Vérification de La contrainte de cisaillement dans le sens longitudinal

| Niveau | Poteau | V_{\max} (kn) | b (m) | d | τ_{bu} | $\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa) |
|-------------|--------|-----------------|-------|-------|-------------|-------------------------|
| S.sol | 40x40 | 110.472 | 0,4 | 0,36 | 0,76 | <1,65 CV |
| RDC | 40x40 | 171.115 | 0,4 | 0,36 | 1,18 | <1,65 CV |
| | Ø56 | 39.984 | 0,56 | 0,504 | 0.190 | <0,88 CV |
| Etage 1/2/3 | 40x40 | 160.954 | 0,4 | 0,36 | 1,11 | <1,65 CV |
| Etage 4 | 40x40 | 53.056 | 0,4 | 0,36 | 0,36 | <1,65 CV |

Tableau V.17. Vérification de La contrainte de cisaillement dans le sens transversal

| Niveau | Poteau | V_{\max} (kn) | b (m) | d | τ_{bu} | $\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa) |
|-------------|--------|-----------------|-------|-------|-------------|-------------------------|
| S.sol | 40x40 | 110.788 | 0,4 | 0,36 | 0.769 | <1,65 CV |
| RDC | 40x40 | 162.831 | 0,4 | 0,36 | 1.13 | <1,65 CV |
| | Ø56 | 42.729 | 0,56 | 0,504 | 0,15 | <1,65 CV |
| Etage 1/2/3 | 40x40 | 145.913 | 0,4 | 0,36 | 1.01 | <1,65 CV |
| Etage 4 | 40x40 | 45.37 | 0,4 | 0,36 | 0.315 | <0,88 CV |

V.4.5. Vérification de ferrailage des poteaux

Les objectifs de sécurité de la structure soumise à l'effet de l'action sismique sont atteints si les critères ci-après relatifs à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble la stabilité des fondations, les joints sismiques, les déformations et la stabilité de forme sont satisfaits simultanément, pour cela nous devons bien calculée les sollicitations aux quelle les éléments de la structure sont soumissent, les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal.
- Effort tranchant
- Moment fléchissant.

Ils seront donc calculés en flexion composée avec une nature de fissuration jugée peu préjudiciable. Aussi, nous pouvons avoir l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement comprimée **SEC**.
- Section entièrement tendue **SET**.
- Section partiellement comprimée **SPC**.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul selon le (RPA99v2003, Chapitre VII Art. 7.1.3.3) et le CBA93 sont :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1,35G + 1,5Q & \text{CBA 93} \\ G + Q \pm 1,2E & \text{RPA 99} \\ 0,8G \pm E & \text{RPA99} \end{array} \right.$$

En considérant les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max} \text{ avec } N_{\text{correspondant}} \\ N_{\max} \text{ avec } M_{\text{correspondant}} \\ N_{\min} \text{ avec } M_{\text{correspondant}} \end{array} \right.$$

V.4.5.1. Ferrailage longitudinales

▪ Conditions exigées par le RPA99 :

Selon le (RPA99, Chapitre VII Art. 7.4.2.1). Les armatures longitudinales seront soigneusement sélectionnées et doivent être de haute adhérence et sans crochets.

- ✓ le pourcentage minimal des armatures est de 0,8 % de la section en zone II et de 0.9 % en zone III

Tableau V.18. Les armatures longitudinales minimales selon RPA99/v2003

| Poteaux | b (cm) | h (cm) | S (cm ²) | % A _{smin} | A _{smin} (cm ²) |
|---------|--------|--------|----------------------|---------------------|--------------------------------------|
| 40x40 | 40 | 40 | 1600 | 0,9 % | 14,4 |

- ✓ Le pourcentage maximal des armatures est de :
4% de la section en zone courante
6% de la section en zone de recouvrement.

Tableau V.19. Le pourcentage maximal des armatures selon RPA99/v2003

| Zone | Poteaux | b (cm) | h (cm) | S (cm ²) | % A _{max} | A _{max} (cm ²) |
|--------------|---------|--------|--------|----------------------|--------------------|-------------------------------------|
| Courante | 40x40 | 40 | 40 | 1600 | 4 % | 64 |
| Recouvrement | 40x40 | 40 | 40 | 1600 | 6 % | 96 |

- ✓ Le diamètre minimum des armatures est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40Ø en zone II et de 50Ø en zone III

Tableau V.20. La longueur minimale de recouvrement selon RPA99/v2003

| Diamètre (mm) | Longueur de recouvrement (cm) | |
|---------------|-------------------------------|----------|
| | Zone II | Zone III |
| 16 | 64 | 80 |
| 20 | 80 | 100 |
| 25 | 100 | 125 |

▪ **Ferrailage existante des poteaux**

Tableau V.21. Ferrailage existante des poteaux.

| Niveau | Poteau | Section | A _s (cm ²) | Condition RPA |
|---------------|--------|-------------|-----------------------------------|---------------|
| S.sol | 40x40 | 4T20+4T25 | 32.20 | Vérifiée |
| RDC | 40x40 | 4T20+4T25 | 32.20 | Vérifiée |
| | Ø56 | 8T20 + 4T25 | 44,75 | Vérifiée |
| Etage 1/2/3/4 | 40x40 | 8T16 | 16,08 | Vérifiée |

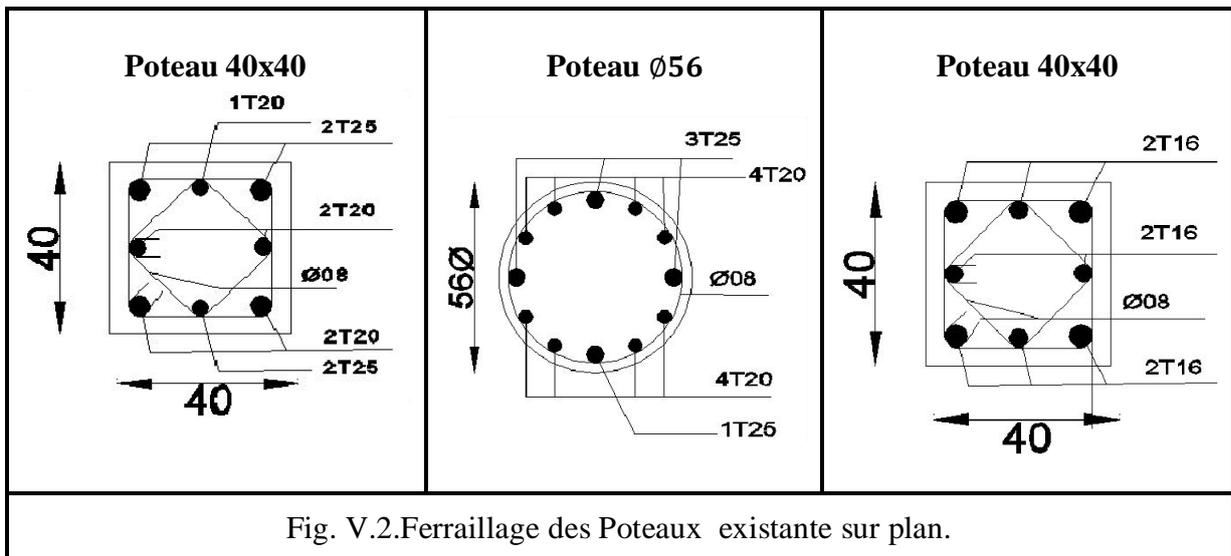


Fig. V.2.Ferrailage des Poteaux existante sur plan.

▪ **Les sollicitations dans les poteaux**

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

Tableau V.22. Les sollicitations dans les poteaux

| | M _{max} | N _{corr} | N _{max} | M _{corr} | N _{min} | M _{corr} |
|-------------|------------------|-------------------|------------------|-------------------|------------------|-------------------|
| | M (kn.m) | N (kn) | N (kn) | M (kn.m) | N (kn) | M (kn.m) |
| S.sol+RDC | 87.3897 | -569.657 | 499.001 | 48.632 | -1307.945 | 0 |
| Ø56 | 194.7347 | -332.444 | 216,48 | 37.0081 | -563.996 | -16.2994 |
| Etage 1/2/3 | 76.2816 | -412.91 | 356,45 | 47.4874 | -586.793 | 7,845 |

▪ **Armatures longitudinales**

Exemple de calcul :

Poteaux S.sol : Pot40x40 :

$d' = 4\text{cm}$; $S=40 \times 40$; acier FeE400; $f_{c28} = 22\text{ MPa}$.

1^{ère} Cas :

$$M_{\max} = 87.3897\text{ Kn.m} \quad N_{\text{corr}} = -569.657\text{ Kn}$$

N (est un effort de compression)

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du C.B.A en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 ; e_1 = e_a + e_0$$

e_0 : Excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre.

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

$$e_0 = M / N = 0,15\text{ m.}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 17\text{ cm.}$$

$$e_2 = 3.l_f^2.(2 + \alpha . \phi) / 10^4 . h = 0.58\text{ cm.}$$

$$e = e_1 + e_2 = 17,58\text{cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N . e = 569.657 \cdot 0.1758 = 100,14\text{ KN.m}$$

$$a = (0.337h - 0.81 c') b . h . f_{bu}$$

$$f_{bu} = 16,26\text{ MPa.}$$

$$a = 0,266\text{MN.m}$$

$$b = N_u(d - d') - Mu$$

$$M_{ua} = Mu + Nu \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{ua} = 100,14 \times 10^{-3} + 569.657 \times 10^{-3} \times \left(0,36 - \frac{0,4}{2}\right)$$

$$M_{ua} = 0,161\text{Mn.m}$$

$$b = 569,657 \times 10^{-3} \times (0,36 - 0,04) - 0,161 = 0,021\text{Mn.m}$$

$$c = (0,5h - d') b . h . f_{bu} = (0,5 \times 0,4 - 0,04) 0,4 \times 0,4 \times 16,26 = 0,416\text{ Mn.m}$$

$$a > b \Rightarrow \text{SPC}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b . d^2 . f_{bc}} = 0,191 < \mu_r = 0,392$$

\Rightarrow S.S.A

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,267$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,321\text{m}$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right]$$

$$A_1 = \frac{1}{400} \times \left[\frac{0,161}{0,321} - 569,657 \times 10^{-3} \right] < 0$$

2^{ème} Cas :

$$N_{\max} = 499.001 \text{ Kn} ; M_{\text{corr}} = 48,632 \text{ Kn.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{48,632}{499,001} = 0,097 \text{ m}$$

$e < h/2 \Rightarrow$ le centre de pression C se trouve entre les deux traces des armatures, et on a N est un effort de traction donc la section est entièrement tendue.

$$a = \frac{h}{2} - d' - e = 20 - 4 - 9,74 = 6,26 \text{ cm}$$

$$A'_s = \frac{N \times a}{\sigma_{sc} \times (d - d')} = \frac{499,001 \cdot 10^{-3} \times 0,026}{400 \times (0,36 - 0,04)} = 2,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{N}{\sigma_{sc}} - A'_s = \frac{499,001 \cdot 10^{-3}}{400} - 2,41 = 14,88 \text{ cm}^2$$

3^{ème} Cas :

$$N_{\min} = -1307.945 \text{ Kn} \quad M_{\text{corr}} = 0 \text{ Kn.m}$$

Cas de compression simple :

$$A \geq \left[\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right] \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$N = 1307,945 \text{ Kn} ; f_{c28} = 22 \text{ MPa}$$

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

$$B_r = (0,4 - 0,02) \times (0,4 - 0,02) = 0,144 \text{ m}^2$$

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

$$\alpha = 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } \lambda \geq 50$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} \quad \text{avec } \begin{cases} i_{\min} = \frac{a}{2\sqrt{3}} = \frac{0,4}{2\sqrt{3}} = 0,115 \\ l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3,68 = 2,576 \text{ m} \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{2,576}{0,115} = 22,4 \Rightarrow \lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,78$$

$$A \geq \left[\frac{1307,945 \times 10^{-3}}{0,78} - \frac{0,144 \times 22}{0,9 \times 1,15} \right] \times \frac{1}{400}$$

$A < 0 \Rightarrow$ Ferrailage min RPA

Les résultats de ferrailage sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. V. 23. Ferrailage des poteaux

| Niveaux | M (KN.m) | N (KN) | As _c (cm ²) | As _c (cm ²) | observation |
|-------------------------------------|----------------------------|------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|----------------|
| S.sol+RDC Pot (40x40) | M = 48.632 | N _{max} = 499.001 | 14,88 | 32,20 | Vérifie |
| | M= 0 | N _{min} = -1307.945 | < 0 | | |
| | M _{max} = 87.3897 | N= -569.657 | < 0 | | |
| Etage1/2/3/4 Pot (40x40) | M = 47.4874 | N _{max} = 356,45 | 10,77 | 16,08 | Vérifie |
| | M= 7,845 | N _{min} = -586.793 | < 0 | | |
| | M _{max} =76.2816 | N= -412.91 | < 0 | | |
| RDC Pot Ø56 | M = 37.0081 | N _{max} = 316,48 | 9,79 | 44,75 | Vérifie |
| | M= -16.2994 | N _{min} = -563.996 | < 0 | | |
| | M _{max} =194.7347 | N=-332.444 | < 0 | | |

V.4.5.2. Ferrailage transversal

- Les armatures transversales sont calculées selon le (RPA99, Chapitre VII Art. 7.4.2.2) par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur de la section.

f_e : contrainte limite de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

L'élançement géométrique du poteau λ_g

$$\lambda_g = \max \left(\frac{l_f}{a}, \frac{l_f}{b} \right) \quad \text{Tel que} \quad \begin{cases} l_f : \text{Largeur de flambement.} \\ a \text{ et } b : \text{les dimension du poteau.} \end{cases}$$

$$l_f = 0,7 \cdot 1 = 0,7 \times 3,68 \quad \rightarrow \quad l_f = 2,576 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{0,4} = \frac{2,576}{0,4} \quad \rightarrow \quad \lambda_g = 6,44$$

$$\lambda_g = 6,44 > 5 \quad \rightarrow \quad \rho_a = 2,5$$

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t.b$ en % est donnée comme suit:

$$\frac{A_t}{t \times b} \geq \begin{cases} 0,3\% & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0,8\% & \text{Si } \lambda_g < 3. \\ \text{Interpolation} & \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Espacement des armatures transversales selon le (RPA99, Chapitre VII Art. 7.4.2.2).

*** dans la zone nodale :**

$t \leq \text{Min}(10\varnothing l, 15\text{cm})$ en zone I et II

$t \leq 10$ cm. en zone III

***dans la zone courante :**

$t \leq 15 \varnothing l$ en zone I et II

$t \leq \text{Min}(b/2, h/2, 10 \varnothing l)$ en zone III

où $\varnothing l$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

D'où notre choix : $\begin{cases} S_t = 10 \text{ cm} & \text{en zone nodale.} \\ S_t = 15 \text{ cm} & \text{en zone courante} \end{cases}$

$$\begin{cases} h_t = 40 \text{ cm} \\ V_u = 89,41 \text{ kn} \\ \rho_a = 2,5 \\ f_e = 400 \text{ Mpa} \end{cases} \Rightarrow A_t = (2,5 \times 0,08941 \times 0,1) / (0,4 \times 400) = 1,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \text{ existante}} = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Suffisant}$$

V.5. VÉRIFICATION DES POUTRES

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts des planchers vers les poteaux, non exposées aux intempéries. Elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants, le calcul se fera donc en flexion simple à l'état limite ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de RPA 99/V2003. En considérant la fissuration comme étant peu nuisible,

On calcul comme exemple les poutres les plus sollicitées pour les trois cas citées, les armatures seront déterminées selon le *BAEL 91* en flexion simple pour les combinaisons *ELU* ou *l'ELA*, et les vérifications se feront à *l'ELS*, Les combinaisons à prendre en compte pour les poutres sont :

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q & \text{CBA 93} \\ G + Q \pm E & \text{RPA 99} \\ 0,8G \pm E & \text{RPA99} \end{cases}$$

V.5.1. Vérification de la section attribuée aux poutres

D'après le RPA 99 V 2003 (Art. 7.5.1), les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Dans notre structure nous avons 3 types de poutres poutre (30X40), (30x60), (30x110).

$$\text{Toute les poutres sont vérifier cette condition} \left\{ \begin{array}{ll} b \geq 20 \text{ cm} & \dots CV \\ h \geq 30 \text{ cm} & \dots CV \\ \frac{h}{b} \leq 4 & \dots CV \end{array} \right.$$

Selon la formule empirique, la dimension minimale des poutres doit respecter la condition suivante :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$$

L: plus grand portée dans le sens considéré

ht : hauteur totale de la poutre.

- Poutre 30X40 : $\left\{ \begin{array}{l} l = 4,2 \text{ m} \\ \frac{4,2}{15} < h_t < \frac{4,2}{10} \\ 0,28 < h_t = 0,4\text{m} < 0,42 \end{array} \right. \dots CV$
- Poutre 30X60 : $\left\{ \begin{array}{l} l = 8,67 \text{ m} \\ \frac{8,67}{15} < h_t < \frac{8,67}{10} \\ 0,578 < h_t = 0,6\text{m} < 0,867 \end{array} \right. \dots CV$
- Poutre 30X110 : $\left\{ \begin{array}{l} l = 14,37 \text{ m} \\ \frac{14,37}{15} < h_t < \frac{14,37}{10} \\ 0,958 < h_t = 1,10\text{m} < 1,437 \end{array} \right. \dots CV$

V.5.2. Vérification de la contrainte tangentielle

La contrainte de cisaillement conventionnelle se calcule par la relation :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} < \tau_{\text{lim}}$$

τ_u : Contrainte conventionnelle de cisaillement

V_{\max} : Effort tranchant agissant sur l'élément considéré.

b : Largeur de la section cisailée.

d : Largeur utile de la section = 0,9x h (h : hauteur totale de la section)

$\tau_{\text{lim}} = \min(0,13 \cdot F_c 28; 4 \text{MPa}) = 2,86 \text{MPa}$

Les résultats de Vérification de la contrainte tangentielle sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau. V.24. Vérification de la contrainte tangentielle dans les poutres (30x40).

| Niveau | Combinaison | V_{max} (kn) | b (m) | d (m) | τ_u (Mpa) | Observation |
|------------|-------------|----------------|-------|-------|----------------|-------------|
| s-sol2 | ELU | 46.345 | 0,30 | 0,36 | 0.429 | < 2,86...CV |
| s-sol1 | ELU | 88.991 | 0,30 | 0,36 | 0.824 | < 2,86...CV |
| RDC | ELU | 108.365 | 0,30 | 0,36 | 1.003 | < 2,86...CV |
| Etage 1 | ELU | 107.549 | 0,30 | 0,36 | 0.995 | < 2,86...CV |
| Etage 2 | ELU | 110.717 | 0,30 | 0,36 | 1.025 | < 2,86...CV |
| Terrasse 1 | ELU | 102.611 | 0,30 | 0,36 | 0.950 | < 2,86...CV |
| Terrasse 2 | ELU | 32.648 | 0,30 | 0,36 | 0.302 | < 2,86...CV |

Tableau. V.25. Vérification de la contrainte tangentielle dans les poutres (30x60).

| Niveau | Combinaison | V_{max} (kn) | b (m) | d (m) | τ_u (Mpa) | Observation |
|------------|-------------|----------------|-------|-------|----------------|-------------|
| s-sol1 | ELU | 54.899 | 0.30 | 0.54 | 0.388 | < 2,86...CV |
| RDC | ELU | 109.68 | 0.30 | 0,54 | 0.677 | < 2,86...CV |
| Etage 1 | ELU | 103.625 | 0.30 | 0,54 | 0.639 | < 2,86...CV |
| Etage 2 | ELU | 102.131 | 0.30 | 0,54 | 0.630 | < 2,86...CV |
| Terrasse 1 | ELU | 73.158 | 0.30 | 0,54 | 0.451 | < 2,86...CV |
| Terrasse 2 | ELU | 110.512 | 0.30 | 0,54 | 0.682 | < 2,86...CV |

Tableau. V.26. Vérification de la contrainte tangentielle dans les poutres (30x110).

| Niveau | Combinaison | V_{max} (kn) | b (m) | d (m) | τ_u (Mpa) | Observation |
|--------|-------------|----------------|-------|-------|----------------|-------------|
| s-sol1 | G+Q±E | 350.824 | 0,3 | 0,99 | 1.187 | < 2,86...CV |

V.5.3. Vérification de ferrailage des poutres

- **Conditions exigées par le RPA99**

Selon (RPA99, Chapitre VII, Art.7.5.2.1).

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section.

Tableau. V.27. les armateurs longitudinaux minimaux dans les poutres selon le RPA99/v2003

| Poutre | b (cm) | h (cm) | S (cm ²) | 0.5% A_{smin} (cm ²) |
|--------|--------|--------|----------------------|------------------------------------|
| 30x40 | 30 | 40 | 1200 | 6 |
| 30x60 | 30 | 60 | 1800 | 9 |
| 30x110 | 30 | 110 | 3300 | 16.5 |

- ✓ Le pourcentage maximal des armatures est de :

4% de la section en zone courante
6% de la section en zone de recouvrement.

Tableau. V.28. Le pourcentage maximal des armatures dans les poutres selon RPA99/v2003

| Poutre | b (cm) | h (cm) | S (cm ²) | A _{max} (cm ²) | |
|--------|--------|--------|----------------------|-------------------------------------|----------------------|
| | | | | zone courante | zone de recouvrement |
| 30x40 | 30 | 40 | 1200 | 48 | 72 |
| 30x60 | 30 | 60 | 1800 | 72 | 108 |
| 30x110 | 30 | 110 | 3300 | 132 | 198 |

▪ **Ferraillage existante des poutres :**

Tableau. V.29. Vérification les sections des armateurs existantes par rapport le min RPA

| Poutre | Section (travée) | Section (appuis) | A _s Travée (cm ²) | A _s appuis (cm ²) | Condition RPA |
|--------|------------------|------------------|--|--|---------------|
| 30x40 | 6T14 | 9T14 | 9,24 | 13,85 | Vérifiée |
| 30x60 | 6T14 +2T12 | 9T14+2T12 | 11,5 | 16,11 | Vérifiée |
| 30x110 | 9T20+4T14 | 9T20+3T16+4T12 | 34,43 | 38,82 | Vérifiée |

Voici le détail de ferraillage des poutres existantes :

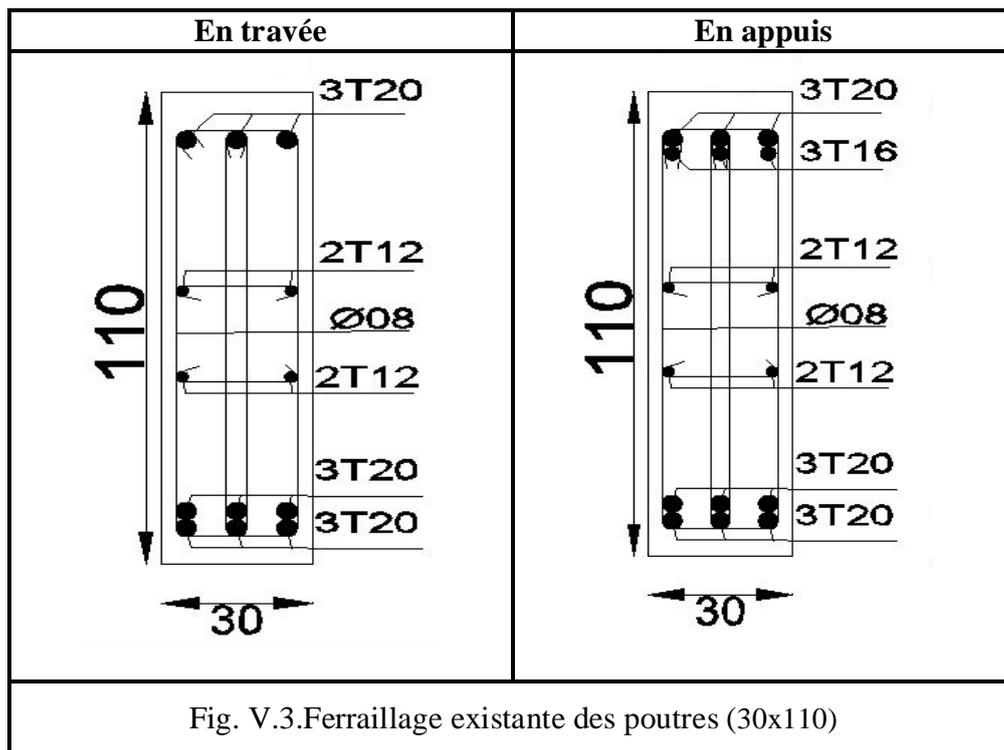
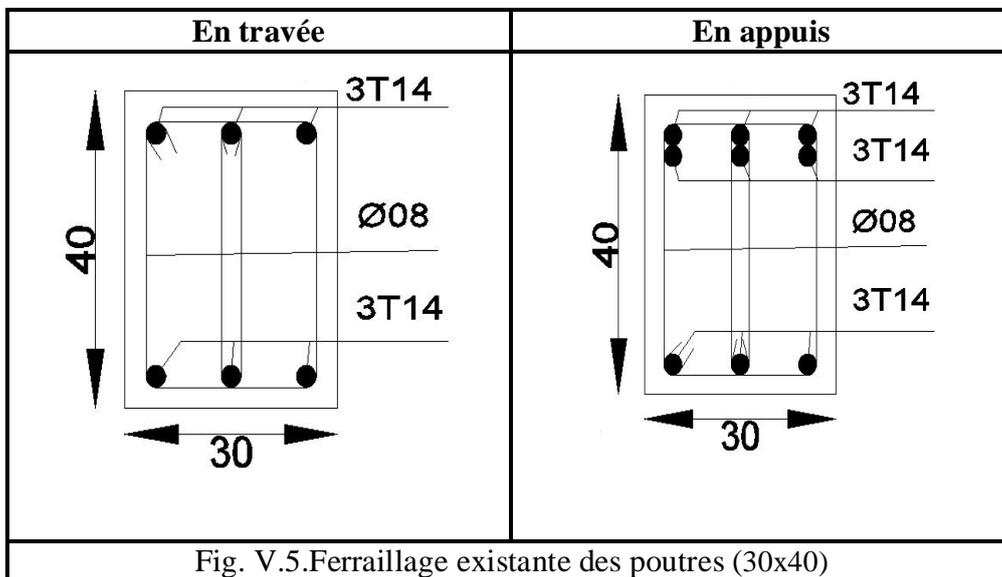
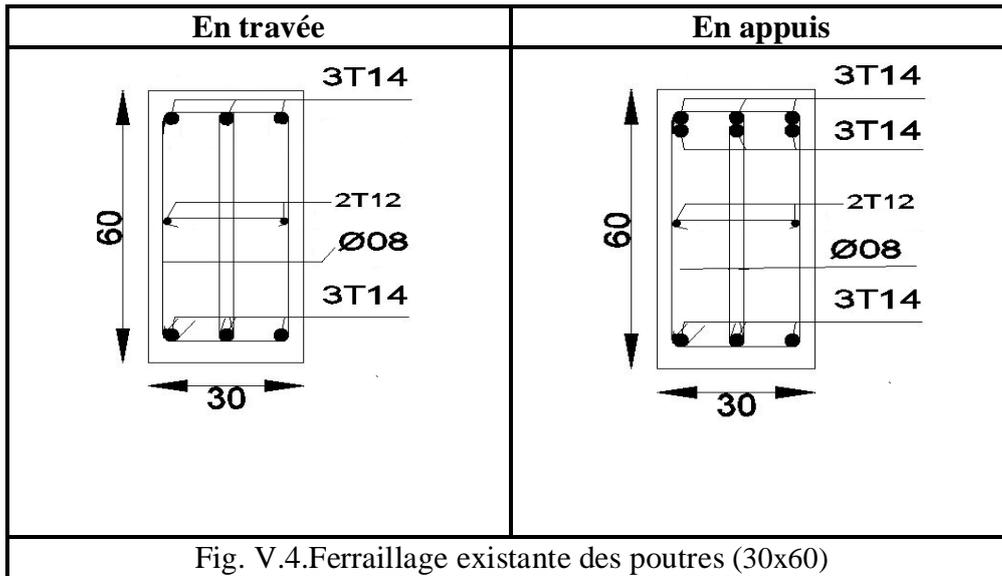


Fig. V.3.Ferraillage existante des poutres (30x110)



▪ **Ferrailage longitudinales :**

On va prendre comme un exemple de calcul « Poutre 30x40 situé au plancher haut du S.sol ».

a) Ferrailage en travée :

➤ $ELU : (1,35G + 1,5Q)$

$M_{travée} = 45.6322 \text{ kn. m}$

✓ $\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = 0,072$

$\mu_u = 0,072 < 0,392 \Rightarrow$ SSA: donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaire

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0,093$

✓ $Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,346$

$$A_{st} = \frac{Mu}{\sigma_{st-z}} = 3,69 \text{ cm}^2$$

Les résultats de sollicitations et le ferrailage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. V.30. Vérification de A_s existantes en travée des poutres (30x40)

| Niveau | Section | Position | M(kn.m) | $A_{s \text{ cal}}$ (cm ²) | $A_{s \text{ exist}}$ (cm ²) | Observation |
|------------|---------|----------|---------|--|--|-------------|
| s-sol2 | 30x40 | travée | 45.6322 | 3,69 | 9.24 | Suffisante |
| s-sol1 | 30x40 | travée | 38.7354 | 2,37 | 9.24 | Suffisante |
| RDC | 30x40 | travée | 45.4875 | 3,21 | 9.24 | Suffisante |
| Etage 1 | 30x40 | travée | 43.5862 | 3,66 | 9.24 | Suffisante |
| Etage 2 | 30x40 | travée | 46.3379 | 3,9 | 9.24 | Suffisante |
| Terrasse 1 | 30x40 | travée | 50.9248 | 4,31 | 9.24 | Suffisante |
| Terrasse 2 | 30x40 | travée | 13.6851 | 1,11 | 9.24 | Suffisante |

Tableau. V.31. Vérification de A_s existantes en travée des poutres (30x60)

| Niveau | Section | Position | M(kn.m) | $A_{s \text{ cal}}$ (cm ²) | $A_{s \text{ exist}}$ (cm ²) | Observation |
|------------|---------|----------|---------|--|--|-------------|
| s-sol1 | 30x60 | travée | 23.2196 | 1,25 | 11,5 | Suffisante |
| RDC | 30x60 | travée | 68.2482 | 3,76 | 11,5 | Suffisante |
| Etage 1 | 30x60 | travée | 60.746 | 3,33 | 11,5 | Suffisante |
| Etage 2 | 30x60 | travée | 65.0117 | 3,57 | 11,5 | Suffisante |
| Terrasse 1 | 30x60 | travée | 34.8957 | 1,89 | 11,5 | Suffisante |
| Terrasse 2 | 30x60 | travée | 83.3827 | 4,62 | 11,5 | Suffisante |

Tableau. V.32. Vérification de A_s existantes en travée des poutres (30x110)

| Niveau | Section | Position | M(kn.m) | $A_{s \text{ cal}}$ (cm ²) | $A_{s \text{ exist}}$ (cm ²) | Observation |
|--------|---------|----------|----------|--|--|-------------|
| s-sol1 | 30x110 | travée | 222.3048 | 6,6 | 34,43 | Suffisante |

b) Ferrailage en appuis :

Le ferrailage des appuis des poutres sera calculé sous les combinaisons Accidentelles.

$$M_{appuis} = 61.3471 \text{ kn. m}$$

$$\mu_u = \frac{Mu}{b * d^2 f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = 0,034$$

$$\mu_u = 0,034 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0,044$$

$$Z = d.(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,353$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{\sigma_{st-z}} = 4,33 \text{ cm}^2$$

Les résultats de sollicitations et le ferrailage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. V.33. Vérification de A_s existantes en appuis des poutres (30x40)

| Niveau | Section | Position | M(kn.m) | $A_{s\text{ cal}}$ (cm ²) | $A_{s\text{ exist}}$ (cm ²) | Observation |
|------------|---------|----------|----------|---------------------------------------|---|-------------|
| s-sol2 | 30x40 | appuis | 61.3471 | 4,33 | 13,85 | suffisante |
| s-sol1 | 30x40 | appuis | 87.93 | 6,62 | 13,85 | suffisante |
| RDC | 30x40 | appuis | 116.9679 | 9,09 | 13,85 | suffisante |
| Etage 1 | 30x40 | appuis | 104.5429 | 8,01 | 13,85 | suffisante |
| Etage 2 | 30x40 | appuis | 91.441 | 6,91 | 13,85 | suffisante |
| Terrasse 1 | 30x40 | appuis | 76.5554 | 5,7 | 13,85 | suffisante |
| Terrasse 2 | 30x40 | appuis | 38.6507 | 2,77 | 13,85 | suffisante |

Tableau. V.34. Vérification de A_s existantes en appuis des poutres (30x60)

| Niveau | Section | Position | M(kn.m) | $A_{s\text{ cal}}$ (cm ²) | $A_{s\text{ exist}}$ (cm ²) | Observation |
|------------|---------|----------|----------|---------------------------------------|---|-------------|
| s-sol1 | 30x60 | appuis | 89.9931 | 5,01 | 16,11 | Suffisante |
| RDC | 30x60 | appuis | 180.9547 | 8,64 | 16,11 | Suffisante |
| Etage 1 | 30x60 | appuis | 160.3008 | 7,59 | 16,11 | Suffisante |
| Etage 2 | 30x60 | appuis | 132.1919 | 6,19 | 16,11 | Suffisante |
| Terrasse 1 | 30x60 | appuis | 71.8957 | 3,29 | 16,11 | Suffisante |
| Terrasse 2 | 30x60 | appuis | 96.8184 | 4,47 | 16,11 | Suffisante |

Tableau. V.35. Vérification de A_s existantes en appuis des poutres (30x110)

| Niveau | Section | Position | M(kn.m) | $A_{s\text{ cal}}$ (cm ²) | $A_{s\text{ exist}}$ (cm ²) | Observation |
|--------|---------|----------|---------|---------------------------------------|---|-------------|
| s-sol1 | 30x110 | appuis | 426.627 | 11,32 | 38.82 | Suffisante |

▪ **Condition de non fragilité :**

Les sections d'armatures adoptées doivent satisfaire la condition suivante :

$$A_i > A_{\min} = (0,23 \cdot b \cdot h \cdot f_{t28}) / f_e$$

Les résultats et les vérifications sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau. V.36. Vérification la Condition de non fragilité.

| Poutre | b (cm) | h (cm) | f_{t28} (Mpa) | f_e (Mpa) | A_{\min} (cm ²) | $A_{\text{ exist}}$ (cm ²) | Observation |
|--------|--------|--------|-----------------|-------------|-------------------------------|--|-----------------|
| 30x40 | 30 | 40 | 1,92 | 400 | 1,325 | 9,24 | Vérifier |
| 30x60 | 30 | 60 | 1,92 | 400 | 1,987 | 11,5 | Vérifier |
| 30x110 | 30 | 110 | 1,92 | 400 | 3,312 | 34,43 | Vérifier |

▪ **Ferrailage transversale :**

Selon le (RPA99, Chapitre VII Art. 7.4.2.1).

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$

S_t : espacement des cours d'armatures transversaux.

b: largeur de la poutre.

- En zone nodale (RPA99, Art. 7.5.2.2)

$$S_t = \min (h / 4 ; 12\phi_1)$$

Avec :

ϕ_1 : C'est la valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.

En dehors de la zone nodale : $S \leq h / 2$

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Tableau. V.37. vérification S_t existante dans les poutres.

| Poutre | $S_{t \text{ existante}}$ (cm) | | $S_{t \text{ calculer}}$ (cm) | | b (cm) | A_t (cm ²) | |
|--------|--------------------------------|------------|-------------------------------|------------|--------|--------------------------|------------|
| | Z.nodale | Z.courante | Z.nodale | Z.courante | | Z.nodale | Z.courante |
| 30x40 | 10 | 15 | 10 | 20 | 30 | 0,9 | 1,8 |
| 30x60 | 10 | 15 | 15 | 30 | 30 | 1,35 | 2,7 |
| 30x110 | 10 | 15 | 27.5 | 55 | 30 | 2,475 | 4,95 |

Nous avons S_t existante dans les deux zone (nodale et courante) sont **Vérifié**.

V.6. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE :

V.6.1. Introduction :

Une fondation par définition un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) où par des éléments spéciaux (puits, pieux).

V.6.2. Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

V.6.3. Vérification des fondations :

Les fondations et à l'instar de l'ensemble des éléments de la structure .sont exposées aux différents désordres qui peuvent cire dus aux causes suivantes :

- Tassement excessif de la fondation du à de mauvaise conditions de sol.
- Augmentation des charges résultantes d'une opération de renforcement.
- Augmentation des charges sismiques dues à des chargements survenus dans le code parasismique.
- Nécessité de renforcer les fondations en vue d'ajouter d'autres planchers à l'ouvrage.

Nous avant cinq (05) niveaux différents :

$$\tan \alpha = d/h$$

d : distance entre les semelles

h : hauteur entre les semelles

Tableau. V.38. Niveau de fondation.

| | Poteaux | Niveau de longrine | Niveau de fondation |
|--------|---------|--------------------|---------------------|
| s-sol2 | 40*40 | -8.16 | -9.78 |
| s-sol1 | 40*40 | -6.12 | -7.74 |
| RDC | 40*40 | -4.08 | -5.70 |
| | Φ 56 | -2.04 | -3.66 |
| | 40*40 | 0.00 | -1.62 |

V.6.4. Vérification de dimensionnement :

On doit vérifier que : $S > \left(\frac{N}{\sigma'_{sol}} \right)$

S : la surface de la semelle en cm²

Pour les semelles isolées $S=A \times B$ (La semelles et carrée $S=\sqrt{B}$)

Pour les semelles filantes $S=L \times B$

$B * L > N * \sigma'_{sol}$

N : effort amené par l'ouvrage sur les semelles

σ'_{sol} : Taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 1,5 bar

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

(RPA99/v2003 art ,10.1.4.1.)

- $G + Q + E$
- $0,8 G \pm E$

Les résultats sont mentionne des les tableaux suivant :

Les semelles isolées**Tableau. V.39.** Vérification de dimensionnement des semelles isolées

| Poteaux | Semelles | N (KN) | σ'_{sol} | $S_{cal}(m^2)$ | $B_{cal}=\sqrt{S}$ | $B_{existant}$ | observation |
|---------|----------|----------|-----------------|----------------|--------------------|----------------|-------------|
| 40*40 | S1 | -884.114 | 1.50 | 5.90 | 2.86 | 2.45 | Vérifier |
| | S2 | -644.132 | 1.50 | 4.30 | 2.10 | 3.10 | Vérifier |
| | S3 | -314.432 | 1.50 | 2.10 | 1.50 | 1.90 | Vérifier |
| | S4 | -354.713 | 1.50 | 2.40 | 1.55 | 1.60 | Vérifier |

Les semelles filantes :

$$\frac{\sum Ni}{B * L} \leq \sigma'_{sol}$$

Tableau. V.40. Vérification de dimensionnement des semelles filantes

| Poteau x | Semelles | $\sum Ni$ (KN) | σ'_{sol} | $L_{existant}$ (m) | $B_{existant}$ | $S_{existant}$ | S_{cal} | Obs |
|-------------|--------------|----------------|-----------------|-----------------------|----------------|----------------|-----------|----------|
| 40*40 | $S_{exi} 6$ | -1459.86 | 1.5 | 3.50 | 4.10 | 14.35 | 9.74 | Vérifier |
| 40*40 | $S_{exi} 7$ | -849.93 | 1.5 | 1.80 | 3.20 | 5.76 | 5.67 | Vérifier |
| 40*40 | $S_{exi} 8$ | -1295.02 | 1.5 | 2.70 | 3.20 | 8.64 | 8.64 | Vérifier |
| 40*40 | $S_{exi} 9$ | -1315.33 | 1.5 | 2.70 | 3.25 | 8.775 | 8.76 | Vérifier |
| Φ 56 | $S_{exi} 10$ | -913.84 | 1.5 | 2.50 | 3.00 | 7.5 | 6.11 | Vérifier |

V.7. CONCLUSION :

Après l'analyse modale de l'ouvrage qui expose une période fondamentale de 0,710 s, on constate les résultats suivants:

- ✓ La période fondamentale n'est pas vérifiée par rapport à la période empirique, ce que donne une structure flexible.
- ✓ L'ouvrage ne peut pas résister aux efforts tranchants à la base.
- ✓ Les déplacements inter étage sont vérifiés
- ✓ Le joint sismique n'est pas vérifié.
- ✓ 3 poteaux risquent d'avoir une rupture fragile par effort normal réduit.

La structure analysée est donc souple il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure on peut soit :

- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
- Disposer des voiles dans la structure.

Vu que la structure étudiée est en zone III et sa hauteur dépasse 18 m et comporte 3 niveaux, il convient que le système de contreventement de telles structures soit mixte (portiques + voiles). A partir des raisons précédentes nous avons opté la solution 2. (C.à.d. rajout de voiles).

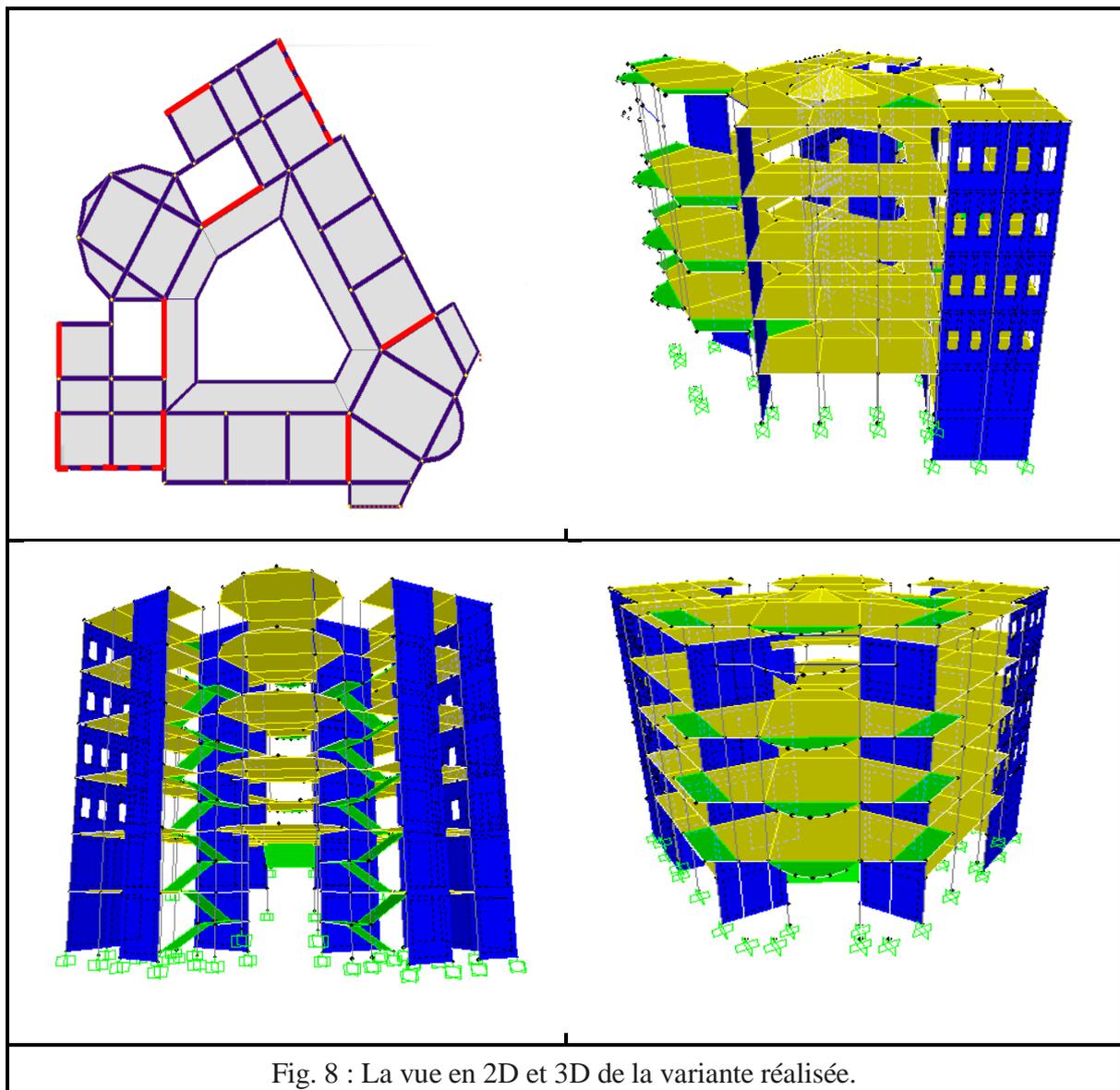
VI.1. INTRODUCTION

D'après l'analyse et les vérifications faite a la structure auto stable on a remarqué beaucoup d'insuffisances au niveau des poteaux d'une part et le non respect de nouveau règlement parasismique algérienne 99 version 2003.on a opte pour un renforcement par injection des voiles ;pour cela on a fait l'étude de deux variante :

Une réalisée par le bureau d'étude

Et une autre variante proposée par nous même.

VI.1.1Schéma de la variante proposée par le bureau d'étude



VI.2. VÉRIFICATION SELON LE RPA 99V2003**VI.2.1. Etude sismique et dynamique****➤ Analyse modale (Périodes et facteurs de participation modale)****Tableau VI.1. Périodes et facteurs de participation modale.**

| Mode | Périodes (s) | μ_x | μ_y | R_z |
|----------|--------------|-----------|---------|-----------|
| 1 | 0,394 | 48,453 | 14,599 | 42,313 |
| 2 | 0,330 | 23,743 | 48,294 | 30,925 |
| 3 | 0,276 | 3,528 | 13,195 | 02,719 |
| 4 | 0,110 | 0,128 | 0,011 | 0,193 |
| 5 | 0,108 | 8,121 | 2,788 | 6,869 |
| 6 | 0,093 | 3,04 | 4,178 | 3,787 |
| 7 | 0,082 | 0,019 | 0,038 | 0,001103 |
| 8 | 0,079 | 2,95 | 0,387 | 0,076 |
| 9 | 0,075 | 0,347 | 1,132 | 0,873 |
| 10 | 0,076 | 4,285 | 0,361 | 0,0008676 |
| 11 | 0,119 | 5.985E-12 | 8,214 | 4,591 |
| Σ | | 94,615 | 93,296 | |

➤ Constatations

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T = 0.394s$.
- Les 11 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% selon le (RPA99, chapitre IV, Art 4.3.4).
- Dans La première mode, il y a un couplage entre le degré de liberté de translation μ_x et le degré de liberté de torsion R_z .
- Le deuxième mode est une translation suivants l'axe global y.

VI.2.2. Vérification de la période fondamentale

On doit vérifier que la valeur de période numérique ne dépasse pas la valeur de la période empirique approprié de 30% ($T_N < 1,3 T_e$).

La période fondamentale est égal a : $T_N = 0,392 s$

La période empirique $T_e = 0,445s$.

$T_N = 0,392 < 1,3 T_e = 0,578 \dots \dots \dots$ **Vérifié**

La période fondamentale de la structure est vérifiée par rapport à la période empirique.

VI.2.3. Justification de la force sismique de calcule

D'après le RPA 99 V2003 (Chapitre 4.3.6 - article 4.3.6) On doit vérifier que

$V_{xdyn} > 0,8 V_{xstat}$.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot w \quad \text{avec} \quad \begin{cases} A = 0.25 \\ R = 5 \\ Q = 1,20 \\ D = ??? \\ w = ??? \end{cases}$$

D'après le RPA 99/V.2003, le facteur d'amplification dynamique s'écrit comme suit :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \dots \dots \dots \text{(I)} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \dots \dots \dots \text{(II)} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T > 3.0 \text{ s} \dots \dots \dots \text{(III)} \end{cases}$$

On a T=0,445s ⇒ on utilise la formule (I).

$$\left. \begin{array}{l} \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.882 \\ \xi = 7\% \text{ (Tab 4.2 Art 4.2.3)} \\ T_2 = 0,50 \text{ s.} \\ T = 0,444 \text{ s.} \end{array} \right\} \Rightarrow D = 2,5 \times 0,882 = 2,205$$

➤ **Poids total de la structure**

Les résultats des différentes poids correspond à chaque étage sont déterminés par le SAP2000 et ils sont résumé comme suit :

Tableau VI.2. Poids des différents étages.

| Niveau | h | W _i [KN] |
|------------------------|-------|----------------------|
| s.sol 2 | -4.08 | 1221.390 |
| s.sol 1 | 0.00 | 2662.314 |
| RDC | 4.08 | 3637.389 |
| 1 ^{ère} Etage | 8.16 | 3633.032 |
| 2 ^{ème} Etage | 12.24 | 3600.662 |
| Terrasse 1 | 16.32 | 2486.450 |
| Terrasse 2 | 18.32 | 499.498 |
| | | Σ = 17840.738 |

W = 17840.738KN

Donc l'effort sismique sera :

$$V_{xstat} = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0,25 \times 2,205 \times 1,20}{5} \times 17840.738 = 2347,09 \text{ KN.}$$

$$V_{ystat} = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0,25 \times 2,2025 \times 1,25}{5} \times 17840.738 = 2347,09 \text{ KN.}$$

$$V_{xdyn} = 2238.075 > 0,8.V_{xstat} = 1877,67 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$V_{ydyn} = 2446.53 > 0,8.V_{ystat} = 1877,67 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

VI.2.4. Distribution verticale de la force sismique

$$V = F_t + \sum F_i \text{ (Art 4.2.5 RPA 99) , Avec : } T = 0,392s < 0,7s \rightarrow F_t = 0$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_j h_j}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Tableau VI.3. Distribution verticale de la force sismique

| Niveau | h _i | W _j | W _j h _j | $\frac{W_j h_j}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$ | V | F _i |
|------------------------|----------------|----------------|-------------------------------|--|---------|----------------|
| Terrasse 2 | 26.48 | 499.498 | 13226.7184 | 0.0475 | 2347.56 | 111.664 |
| Terrasse 1 | 24.48 | 2486.450 | 60868.3068 | 0.2188 | 2347,56 | 513.872 |
| 2 ^{ème} Etage | 20.4 | 3600.662 | 73453.5079 | 0.2641 | 2347,56 | 620.121 |
| 1 ^{ère} Etage | 16.32 | 3633.032 | 59291.0938 | 0.2132 | 2347,56 | 500.556 |
| RDC | 12.24 | 3637.389 | 44521.6507 | 0.1601 | 2347,56 | 375.867 |
| s.sol 1 | 8.16 | 2662.314 | 21724.4847 | 0.0781 | 2347,56 | 183.406 |
| s.sol 2 | 4.08 | 1221.390 | 4983.27316 | 0.0179 | 2347,56 | 42.0706 |
| | | | = 278069.035 | | | |

VI.2.5. Distribution horizontale des forces sismiques

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

Tableau VI.4. Distribution horizontale des forces sismiques.

| Niveau | Terrasse 2 | Terrasse 1 | 2 ^{ème} Etage | 1 ^{ère} Etage | RDC | s.sol 1 | s.sol 2 |
|----------------------|------------|------------|------------------------|------------------------|----------|-----------|---------|
| F_i | 111.644 | 513.872 | 620.121 | 500.556 | 375.867 | 183.4060 | 42.070 |
| V_k | 111.644 | 625.537 | 1245.658 | 1746.215 | 2122.083 | 2305.4894 | 2347.09 |

VI.2.6. Vérification des déplacements**VI.2.6.1. Calcule les déplacements relatifs**

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est donné selon le (RPA99, chapitre IV, Art 4.4.3) par la formule suivante :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

Tableau VI.5. Déplacements relatifs dans les deux sens longitudinal et transversal

| Niveau | δ_{ekx} (m) | δ_{eky} (m) | R | δ_{kx} (m) | δ_{ky} (m) |
|------------------------|--------------------|--------------------|---|-------------------|-------------------|
| Terrasse 2 | 0.007502 | 0.008088 | 5 | 0.03751 | 0.04044 |
| Terrasse 1 | 0.01027 | 0.004426 | 5 | 0.05135 | 0.02213 |
| 2 ^{ème} Etage | 0.008181 | 0.005956 | 5 | 0.040905 | 0.02978 |
| 1 ^{ère} Etage | 0.005969 | 0.004259 | 5 | 0.029845 | 0.021295 |
| RDC | 0.003726 | 0.002525 | 5 | 0.01863 | 0.012625 |
| s.sol 1 | 0.001728 | 0.000979 | 5 | 0.00864 | 0.004895 |
| s.sol 2 | 0.000558 | 0.000326 | 5 | 0.00279 | 0.00163 |

VI.2.6.2. Calcule des déplacements inter étage

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 /V2003, concerne les déplacements latéraux inter- étages. En effet, selon (RPA99, chapitre IV, Art 4.4.3), l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq 1 \% \text{ de la hauteur d'étage (4,08m).}$$

Tableau VI.6. Déplacements inter- étages

| Niveau | Δkx (m) | Δky (m) | 1% h = 0,0408 m |
|------------------------|-----------------|-----------------|-----------------------|
| Terrasse 2 | 0.01384 | 0.01831 | < 0,04 Vérifie |
| Terrasse 1 | 0.010445 | 0.00765 | < 0,04 Vérifie |
| 2 ^{ème} Etage | 0.01106 | 0.008485 | < 0,04 Vérifie |
| 1 ^{ère} Etage | 0.011215 | 0.00867 | < 0,04 Vérifie |
| RDC | 0.00999 | 0.00773 | < 0,04 Vérifie |
| s.sol 1 | 0.00585 | 0.003265 | < 0,04 Vérifie |
| s.sol 2 | 0.00279 | 0.00163 | < 0,04 Vérifie |

VI.2.7. Vérification de la largeur de joint sismique

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{\min} satisfait la condition suivante selon le (RPA99, chapitre V, Art 5.8):

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2)\text{mm} > 40\text{mm}.$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon l'article 4.4.3 RPA99/V2003 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations. Nous avons $\delta_1 = 51$ mm. On prend par défaut que δ_2 est égale aussi à 51mm, le joint sismique existant est de $d = 40$ mm, donc :

$$d_{\min} = 142 \text{ mm} \quad \text{Non vérifié.}$$

VI.2.8. Justification de l'effet P- Δ

$$\theta = P_k \Delta k / V_k h_k \leq 0.10$$

Tableau VI.7. Justification de l'effet P- Δ dans le sens longitudinal

| Niveau | Pk (KN) | Δk_x (m) | Vx (KN) | h(m) | θ_x | Observation |
|------------------------|----------|------------------|---------|------|------------|---------------|
| Terrasse 2 | 499.498 | 0.01384 | 111.664 | 2 | 0.0309 | $\leq 0,1$ CV |
| Terrasse 1 | 2486.450 | 0.010445 | 513.872 | 4.08 | 0.0123 | $\leq 0,1$ CV |
| 2 ^{ème} Etage | 3600.662 | 0.01106 | 620.121 | 4.08 | 0.0157 | $\leq 0,1$ CV |
| 1 ^{ère} Etage | 3633.032 | 0.011215 | 500.556 | 4.08 | 0.0199 | $\leq 0,1$ CV |
| RDC | 3637.389 | 0.00999 | 375.867 | 4.08 | 0.0236 | $\leq 0,1$ CV |
| s.sol 1 | 2662.314 | 0.00585 | 183.406 | 4.08 | 0.0208 | $\leq 0,1$ CV |
| s.sol 2 | 1221.390 | 0.00279 | 42.070 | 4.08 | 0.0198 | $\leq 0,1$ CV |

Tableau VI.8. Justification de l'effet P- Δ dans le sens transversal

| Niveau | Pk (KN) | Δk_y (m) | Vy (KN) | h(m) | θ_y | Observation |
|------------------------|----------|------------------|----------|------|------------|---------------|
| Terrasse 2 | 499.4984 | 0.01831 | 111.126 | 2 | 0.0409 | $\leq 0,1$ CV |
| Terrasse 1 | 2494.913 | 0.00765 | 624.260 | 4.08 | 0.0090 | $\leq 0,1$ CV |
| 2 ^{ème} Etage | 3628.816 | 0.008485 | 1246.216 | 4.08 | 0.0120 | $\leq 0,1$ CV |
| 1 ^{ère} Etage | 3661.089 | 0.00867 | 1748.205 | 4.08 | 0.0154 | $\leq 0,1$ CV |
| RDC | 3665.446 | 0.00773 | 2125.146 | 4.08 | 0.0183 | $\leq 0,1$ CV |
| s.sol 1 | 2693.869 | 0.003265 | 2309.830 | 4.08 | 0.0116 | $\leq 0,1$ CV |
| s.sol 2 | 1100.655 | 0.00163 | 2347.56 | 4.08 | 0.0115 | $\leq 0,1$ CV |

VI.2.9. Vérification du renversement

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement. Pour que le bâtiment soit stable au renversement il faut que le rapport entre le moment renversant et le moment stabilisant soit supérieur ou égal à 1.5 selon le (RPA99, chapitre V, Art 5.5).

$$M_{\text{Renversement}} = \sum M_{F_i/o} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$M_{\text{Stabiliseur}} = M_{w/o} = W \times b$$

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabiliseur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5$

Tableau VI.9. Vérification du renversement

| | W (kn) | b (m) | Ms (kn.m) | Mr(kn.m) | Ms/Mr | Observation |
|------------|-----------|-------|-------------|-----------|-------|----------------|
| Sens long | 17740,738 | 14.29 | 253515.146 | 42624.908 | 5.94 | Vérifie |
| Sens trans | 17740,738 | 14.14 | 250854.0353 | 42624.908 | 5.88 | Vérifie |

A partir de ces résultats nous pouvons conclure que Le bâtiment est stable au renversement

VI.3.VÉRIFICATION DES POTEAUX

VI.3.1. Vérification de l'effort normal réduit

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Où :

-v : effort normal réduit

-N_d: effort normal de compression maximal. (SAP 2000)

-B_c: section brute de l'élément.

-f_{c28} : résistance caractéristique du béton

Selon les cas d'étude proposés, les poteaux qui présentant un risque de rupture fragile par effort normal de compression, sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10. Vérification de l'effort normal réduit dans le sens longitudinal

| Niveau | Elément | Nd (kn) | Bc (m ²) | fc28 (kn) | Bc× fc28 | V | Observation |
|---------|---------|---------|----------------------|-----------|----------|------|---------------------|
| S.sol 1 | 2 | 852,143 | 0.16 | 22000 | 3520 | 0,24 | <0.3 Vérifié |

Tableau VI.11. Vérification de l'effort normal réduit dans le sens transversal

| Niveau | Elément | Nd (kn) | Bc (m ²) | fc28 (kn) | Bc× fc28 | V | Observation |
|---------|---------|---------|----------------------|-----------|----------|-------|---------------------|
| S.sol 1 | 1 | 399,469 | 0.16 | 22000 | 3520 | 0.113 | <0.3 Vérifié |
| | 3 | 401,458 | 0.16 | 22000 | 3520 | 0,114 | <0.3 Vérifié |

VI.3.2. Vérification des sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique selon le (RPA99, chapitre VII, Art 7.4.3.2) doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$\tau_{bu} = \frac{V_{max}}{b \cdot d}$$

Tableau VI.12. Vérification de La contrainte de cisaillement dans le sens longitudinal

| Niveau | Poteau | V_{max} (kn) | b (m) | d | τ_{bu} | $\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa) |
|-------------|--------|----------------|-------|-------|-------------|-------------------------|
| S.sol | 40x40 | 52,652 | 0,4 | 0,36 | 0,36 | <1,65 CV |
| RDC | 40x40 | 37,285 | 0,4 | 0,36 | 0,25 | <1,65 CV |
| | Ø56 | 15,642 | 0,56 | 0,504 | 0,10 | <0,88 CV |
| Etage 1/2/3 | 40x40 | 53,791 | 0,4 | 0,36 | 0,37 | <1,65 CV |
| Etage 4 | 40x40 | 42,641 | 0,4 | 0,36 | 0,29 | |

Tableau VI.13. Vérification de La contrainte de cisaillement dans le sens transversal

| Niveau | Poteau | V_{max} (kn) | b (m) | d | τ_{bu} | $\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa) |
|-------------|--------|----------------|-------|-------|-------------|-------------------------|
| S.sol | 40x40 | 50,71 | 0,4 | 0,36 | 0,35 | <1,65 CV |
| RDC | 40x40 | 82,497 | 0,4 | 0,36 | 0,57 | <1,65 CV |
| | Ø56 | 11,751 | 0,56 | 0,504 | 0,08 | <0,88 CV |
| Etage 1/2/3 | 40x40 | 30,738 | 0,4 | 0,36 | 0,21 | <1,65 CV |
| Etage 4 | 40x40 | 73,597 | 0,4 | 0,36 | 0,51 | |

VI.3.3. Vérification de ferrailage des poteaux**VI.3.3.1. Ferrailage longitudinales****Tableau. VI. 14.** Ferrailage longitudinale des poteaux

| Niveaux | M (KN.m) | N (KN) | As_c (cm ²) | As_c (cm ²) | observation |
|-------------------------------------|--------------------|-----------------------|---------------------------|---------------------------|----------------|
| S.sol+RDC Pot (40x40) | M = 2.191 | $N_{max} = 462.241$ | 17,17 | 32.20 | Vérifie |
| | M=-7.3962 | $N_{min} = -1513.774$ | < 0 | | |
| | $M_{max} = 66.495$ | $N = 586.61$ | < 0 | | |
| Etage1/2/3/4 Pot (40x40) | M = 25.0825 | $N_{max} = 300.654$ | 9,30 | 16,08 | Vérifie |
| | M= -12.0333 | $N_{min} = -728.539$ | < 0 | | |

| | | | | | |
|------------------------------|--------------------|----------------------|---------|-------|----------------|
| | $M_{\max}=33.754$ | $N= 266.653$ | < 0 | | |
| RDC Pot Ø56 | $M = 13,584$ | $N_{\max} = 376,74$ | $13,05$ | 44,75 | Vérifie |
| | $M= -73,1541$ | $N_{\min} = -477,15$ | < 0 | | |
| | $M_{\max}=100,185$ | $N=280,178$ | < 0 | | |

Remarque :

D'après ces résultats on voit que le ferrailage existant est plus important que le ferrailage calculé.

VI.3.3.2. Ferrailage transversal

Les armatures transversales sont calculées selon le (RPA99, Chapitre VII Art. 7.4.2.2) par la formule suivante:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} l_f = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 4,08 \rightarrow l_f = 2,856 \text{ m} \\ \lambda_g = \frac{l_f}{0,4} = \frac{2,856}{0,4} \rightarrow \lambda_g = 7,14 \\ \lambda_g = 7,14 > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} V_u = 64,45 \text{ kn} \\ f_e = 400 \text{ Mpa} \\ t = 10 \text{ cm} \\ h_t = 40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$A_t = 2,5 \times 64,45 \times 0,1 / 0,4 \times 400 = 1,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \text{ existante}} = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Suffisant.}$$

VI.4. VÉRIFICATION DE FERRAILAGE DES POUTRES**VI.4. 1. Ferrailage longitudinales****VI.4. 1.1. Ferrailage des travées des poutres**

Sous la combinaison 1,35G+1,5Q (ELU).

Tableau. VI.15. Vérification de $A_{s \text{ existantes}}$ en travée des poutres(30x40)

| Niveau | Section | Position | M(kn.m) | $A_{s \text{ cal}}(\text{cm}^2)$ | $A_{s \text{ exist}}(\text{cm}^2)$ | Observation |
|------------------------|---------|----------|---------|----------------------------------|------------------------------------|------------------|
| S.sol | 30x40 | travée | 34.803 | 2,89 | 9.24 | Suffisant |
| RDC | 30x40 | travée | 41.0044 | 3,43 | 9.24 | Suffisant |
| 1 ^{ère} Etage | 30x40 | travée | 42.6449 | 3,58 | 9.24 | Suffisant |
| 2 ^{ème} Etage | 30x40 | travée | 47.6656 | 4,02 | 9.24 | Suffisant |
| Terrasse 1 | 30x40 | travée | 44.2429 | 3,72 | 9.24 | Suffisant |
| Terrasse 2 | 30x40 | travée | 26.5358 | 2,18 | 9.24 | Suffisant |

Tableau. VI.16. Vérification de $A_{s\text{ existantes}}$ en travée des poutres(30x60)

| Niveau | Section | Position | M(kn.m) | $A_{s\text{ cal}}(\text{cm}^2)$ | $A_{s\text{ exist}}(\text{cm}^2)$ | Observation |
|------------------------|---------|----------|---------|---------------------------------|-----------------------------------|------------------|
| S.sol | 30x60 | travée | 78.6794 | 4,36 | 11,5 | Suffisant |
| RDC | 30x60 | travée | 71.8952 | 3,97 | 11,5 | Suffisant |
| 1 ^{ère} Etage | 30x60 | travée | 68.1074 | 3,75 | 11,5 | Suffisant |
| 2 ^{ème} Etage | 30x60 | travée | 62.1218 | 3,41 | 11,5 | Suffisant |
| Terrasse 1 | 30x60 | travée | 46.6163 | 2,54 | 11,5 | Suffisant |
| Terrasse 2 | 30x60 | travée | 40.55 | 2,2 | 11,5 | Suffisant |

Tableau. VI.17. Vérification de $A_{s\text{ existantes}}$ en travée des poutres (30x110).

| Niveau | Section | Position | M(kn.m) | $A_{s\text{ cal}}(\text{cm}^2)$ | $A_{s\text{ exist}}(\text{cm}^2)$ | Observation |
|--------|---------|----------|----------|---------------------------------|-----------------------------------|------------------|
| S.sol | 30x110 | travée | 171.7072 | 5,11 | 32.79 | Suffisant |

VI.4.1.2. Ferrailage des appuis des poutres

Sous la combinaison 0,8G + Ex et G+Q+Ex.

Tableau. VI.18. Vérification de $A_{s\text{ existantes}}$ en appuis des poutres (30x40)

| Niveau | Section | Position | M(kn.m) | $A_{s\text{ cal}}(\text{cm}^2)$ | $A_{s\text{ exist}}(\text{cm}^2)$ | Observation |
|------------------------|---------|----------|---------|---------------------------------|-----------------------------------|------------------|
| S.sol | 30x40 | appuis | 71.081 | 5,26 | 13.85 | Suffisant |
| RDC | 30x40 | appuis | 74.291 | 5,52 | 13.85 | Suffisant |
| 1 ^{ère} Etage | 30x40 | appuis | 84.257 | 6,32 | 13.85 | Suffisant |
| 2 ^{ème} Etage | 30x40 | appuis | 75.2083 | 5,59 | 13.85 | Suffisant |
| Terrasse 1 | 30x40 | appuis | 85.462 | 6,42 | 13.85 | Suffisant |
| Terrasse 2 | 30x40 | appuis | 43,487 | 3,14 | 13.85 | Suffisant |

Tableau. VI.19. Vérification de $A_{s\text{ existantes}}$ en appuis des poutres (30x60)

| Niveau | Section | Position | M(kn.m) | $A_{s\text{ cal}}(\text{cm}^2)$ | $A_{s\text{ exist}}(\text{cm}^2)$ | Observation |
|------------------------|---------|----------|---------|---------------------------------|-----------------------------------|------------------|
| S.sol | 30x60 | appuis | 112.023 | 5,42 | 16,11 | Suffisant |
| RDC | 30x60 | appuis | 106.931 | 5,16 | 16,11 | Suffisant |
| 1 ^{ère} Etage | 30x60 | appuis | 111.292 | 5,38 | 16,11 | Suffisant |
| 2 ^{ème} Etage | 30x60 | appuis | 103.104 | 4,97 | 16,11 | Suffisant |
| Terrasse 1 | 30x60 | appuis | 122.668 | 5,96 | 16,11 | Suffisant |
| Terrasse 2 | 30x60 | appuis | 84.9878 | 4,06 | 16,11 | Suffisant |

Tableau. VI.20. Vérification de $A_{s\text{ existantes}}$ en appuis des poutres (30x110)

| Niveau | Section | Position | M(kn.m) | $A_{s\text{ cal}}(\text{cm}^2)$ | $A_{s\text{ exist}}(\text{cm}^2)$ | Observation |
|--------|---------|----------|----------|---------------------------------|-----------------------------------|------------------|
| S.sol | 30x110 | appuis | 203.1072 | 5,25 | 38.82 | Suffisant |

Remarque :

D'après ces résultats on voit que le ferrailage existant est plus important que le ferrailage calculé.

VI.5. JUSTIFICATION DE L'INTERACTION PORTIQUES-VOILES

- Pour la justification de l'interaction portique-voiles, on doit vérifier que :
Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
Les sollicitations verticales totales de la structure : **30326.901Kn**
Les sollicitations verticales reprises par les voiles dans le sens longitudinal: **5226.843KN**
Les sollicitations verticales reprises par les voiles dans le sens transversal : **10776.8 kn**

On a donc :

Sens long : $5226.843/30326.901 = 17.24\% < 20\% \Rightarrow$ **vérifiée**

Sens trans: $10776.8/30326.901 = 35.54\% > 20\% \Rightarrow$ **Non vérifiée**

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Suivant X :

L'effort tranchant total à la base **3179.154KN**

L'effort tranchant à la base repris par les voiles **1457.177KN**

$1457.177/3179.154 = 45.84\%$ Donc les voiles reprennent **45.84%** dues aux forces sismiques, et le portique reprenne presque **54.16%** $> 25\% \Rightarrow$ **vérifiée**

- Les conditions de l'interaction portiques-voiles sont **vérifiées**. Mais le portique reprenne plus de la moitié des charges horizontales.

Suivant Y :

L'effort tranchant total à la base **3470.691KN**

L'effort tranchant à la base repris par les voiles **2244.242KN**

$2244.242/3470.691 = 64.66\%$ Donc les voiles reprennent **64.66%** dues aux forces sismiques, et le portique reprenne presque **35.34%** $> 25\% \Rightarrow$ **vérifiée**

Les conditions de l'interaction portiques-voiles sont **vérifiées**.

VI.6. ETUDES DES VOILES**VI.6.1. Introduction**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes

(G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Le rôle des voiles est de :

- Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- Participer au contreventement de la construction (vent et séisme) .
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambres d'hôtels,... etc. Il peut être également considéré comme une protection incendie (coupe-feu).
- Servir de cloisons de séparation entre locaux.

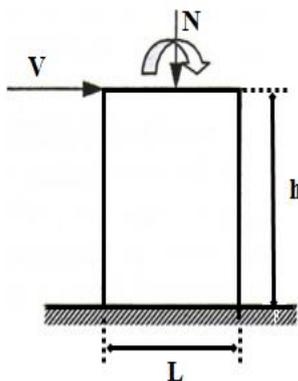
Qu'ils soient appelés armés ou non armés, les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes) .
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et A leurs extrémités.

VI.6.2. Type de chargement des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation, et une charge horizontale due à l'action du vent, ou d'un séisme.

Le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrailages est composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales.



Le voile est donc sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile et d'armatures verticales uniformément réparties.
- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du mur et elles aussi uniformément réparties.
- D'armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

VI.6.3. Règles communes

VI.6.3.1. Ferrailage vertical

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes dues à la flexion composée tout en tenant compte des prescriptions exigées par le RPA99/2003 décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile devra être pris en totalité par les armatures. Leur pourcentage minimal vaut 0,2% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être accrochées par des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales des voiles doivent être munies de crochets (jonction de recouvrement)
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement est au plus égal à 15 cm. Le ferrailage vertical doit être symétrique en raison de changement de moment.
- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est donné comme suit : Globalement dans la section du voile égale à 0,15% .
- En zone courante égale à 0,10%
En présence d'une forte concentration d'effort de compression aux extrémités, les barres verticales doivent respecter les exigences imposées aux poteaux.

VI.6.3.2. Ferrailage horizontal

Les armatures horizontales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendré par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochet à 135° ayant une largeur de 10Φ.

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le RPA 99/2003 préconise les règles suivantes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$St \leq 1.5e.$$

$$St \leq 30\text{cm} \quad \text{avec ; } e : \text{l'épaisseur de voile.}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins quatre épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- la longueur de recouvrement doivent être égale à :
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible de charges.

VI.6.3.3. Armatures transversales

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile. Elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel. Ces armatures sont généralement des épingles au nombre d'au moins de quatre par mètre carré.

VI.6.3.4. Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le RPA 99 V 2003} \begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G + E \end{cases}$$

$$\text{Selon le BAEL 91} \begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \end{cases}$$

VI.6.4. Predimensionnement des voiles

Les différentes épaisseurs des voiles sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau.VI.21. Pré dimensionnement des voiles.

| | |
|----------------|--|
| VOILES | SS,RDC,1 ^{er} →4 ^{ème} étage |
| Epaisseur (cm) | 20 |

VI.6.5. Ferrailage des voiles

Les voiles sont calculer a partir de cas le plus défavorable et ferrailé de même pour les autres étages.

Verticalement :

$$F_{22\max} \begin{cases} \text{Noeud 471} \rightarrow F_{22} = -562,4 \text{ kn} \\ \text{Noeud 473} \rightarrow F_{22} = -111,01 \text{ kn} \end{cases}$$

$$M_{11\max} \begin{cases} \text{Noeud 472} \rightarrow M_{11} = 0,49 \text{ kn. m} \\ \text{Noeud 474} \rightarrow M_{11} = 0,668 \text{ kn. m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N = 562,4 + 111,01 = 673,41 \text{ kn} \\ M = 0,49 + 0,668 = 1,158 \text{ kn.m} \end{cases}$$

✓ excentricité additionnelle

$$e_a = \text{Max} \left\{ \frac{2 \text{ cm}}{250} \right\} \Rightarrow e_a = \text{Max} \left\{ \frac{368}{250} \right\}$$

$$\Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ excentricité de 1^{er} ordre

$$e_0 = \frac{M}{N} + e_a = \frac{1,158}{673,4} + 0,02 = 0,021 \text{ m}$$

✓ excentricité du second ordre

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0,612$$

$$e_2 = 3 \cdot l_f^2 \cdot \frac{(2 + \alpha \cdot \phi)}{10^4 \cdot h} = 0,011 \text{ m.}$$

Sollicitation corrigées pour le calcul en flexion composée :

$$\begin{cases} N = 673,41 \text{ kn} \\ M = 1,158 \text{ kn.m} \\ e_1 = e_0 + e_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N = 673,41 \text{ kn} \\ M = 1,158 \text{ kn.m} \\ e_1 = e_0 + e_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N = 673,41 \text{ kn} \\ M = 1,158 \text{ kn.m} \\ e_1 = 0,032 \text{ m} \end{cases}$$

Sollicitation ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$\Rightarrow e_a = e_1 + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,032 + \left(0,17 - \frac{0,2}{2} \right) = 0,102 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \cdot e = 673,4 \times 0,102 = 68,68 \text{ kn.m}$$

AL'ELS

$$\begin{cases} N_{\text{ser}} = 351,12 \text{ kn} \\ M_{\text{ser}} = 2,48 \text{ kn.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = 0,0070 \text{ m} \\ e = e_0 + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,077 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_{\text{serA}} = N_{\text{ser}} \cdot e = 351,12 \times 0,077$$

$$M_{\text{serA}} = 27,05 \text{ kn.m}$$

Armatures

- Moment réduit de référence :

$$\mu_{bc} = 0,8\alpha(1 - 0,4\alpha) = 0,49$$

- Moment réduit agissant :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\text{corrigé}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{68,68 \times 10^{-3}}{3,60 \times 0,17^2 \times 16,26} = 0,039$$

$$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow \text{SPT}$$

$$\gamma = \frac{Mu}{M_{serA}} = \frac{68,68}{27,05} = 2,53$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \times 10^{-4} = 0,673$$

$$\mu_{bu} = 0,039 < \mu_{lu} = 0,673 \Rightarrow A' = 0$$

$$z = d(1 - 0,6\mu_{bu})$$

$$z = 0,17(1 - 0,6 \times 0,039)$$

$$z = 0,166m$$

$$A = \frac{Mu}{z \cdot f_e} = \frac{68,68 \times 10^{-3}}{0,166 \times 400} = 10,34 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{N}{\sigma_{se}} - A = \frac{673,41 \times 10^{-3}}{400} - 10,34$$

$$A = 6,49 \text{ cm}^2$$

✓ Section minimale :

$$A_{min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 0,2 \times 3,60 = 10,8 \text{ cm}^2$$

$A < A_{min} \Rightarrow$ On prend le ferrailage min de RPA

On adopte alors : 8T14 ; St=15 cm

Armature horizontale :

On prend le Min RPA

$$A_{min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 0,2 \times 3,68 = 11,04 \text{ cm}^2$$

On adopte alors : 8T14 ; St=15 cm

VI.6.6. Ferrailage des linteaux

Les linteaux sont calculer a partir de cas le plus défavorable et ferrailé de même pour les autres étages.

▪ Contrainte limite de cisaillement :

D'après (Art7.7.2 RPA99V2003) la contrainte limite de cisaillement est limité comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$$

$$\text{Où : } \tau_b = \frac{V_u}{b_0 d} \text{ avec } V_u = 1,4 \times V$$

b_0 : épaisseur du linteau

d : hauteur utile =0,9h

h : hauteur totale de la section brute .

On prendre le linteau le plus sollicité par un effort tranchant sur sa section transversal :

$$\begin{cases} V_{23} = 42.35 \text{Kn} \\ M_{12} = 1,278 \text{KN.m} \\ b_0 = 0,20 \text{ m} \\ h = 1,50 \text{ m} \\ d = 1,33 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V = 59,21 \text{ kn} \\ \tau_b = \frac{59,21 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,33} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \tau_b = 0,221 \text{ MPa}$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b = 1,32 \text{ MPa}$$

⇒ Le linteau est calculé en flexion simple, avec les efforts (M, V) on devra disposer :

- Des armateurs longitudinaux de flexion (A_1).
- Des aciers transversaux (A_t).
- Des aciers en parties courantes (acier de peau) (A_c).

▪ **Aciers longitudinaux**

$$A_1 \geq \frac{M}{z \times f_e} \quad ; \quad \text{avec} \quad \begin{cases} Z = h - 2d' \\ M = 1,278 \text{kn.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow Z = 1,45 \text{ m}$$

$$A_1 \geq \frac{M}{z \times f_e} = \frac{1,278 \times 10^{-3}}{1,45 \times 400} = 0,022 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,15\% \text{ b. h}$$

$$A_{\min} = 0,15\% \text{ } 0,8 \times 1,5$$

$$A_{\min} = 1,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Choix: 3T10}$$

▪ **Aciers transversaux :**

$$\lambda_g = \frac{L}{h} = \frac{2,40}{1,50} = 1,6$$

$$\lambda_g = 1,6 > 1$$

⇒ Linteau longitudinale :

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times z}{V} \Rightarrow A_t \geq \frac{S \times V}{f_e \times z}$$

$$S \leq \frac{h}{4} \Rightarrow S = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{0,15 \times 59,21 \times 10^{-3}}{400 \times 1,45} = 0,153 \text{ cm}^2$$

$$\tau_b = 0,025 \times f_{c28} = 0,55 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,0015 \text{ b. s}$$

$$A_t \geq 1,8 \text{ cm}^2$$

⇒ Choix 4T8

▪ **Armatures de peau :**

Armatures en section courante (armatures de peau)

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau

$A_c(2 \text{ nappes})$ doivent être au total d'un minimum égale à 0.20%

$$A_t \geq 0,0020.b.h$$

$$A_t \geq 0,24 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2T6$$

VI.7. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.7. 1.Etude des semelles filantes sous voiles

VI.7.1.1.Calcul la largeur des semelles

$$B*L \geq N/\sigma'_{\text{sol}}$$

L_e : longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4*E*I}{K*B}}$$

E : module d'élasticité = 20000 MN/m²

I : inertie de la semelle :

K : coefficient de raideur du sol, rapporte a l'unité de surface ($K = 5000 \text{ KN} / \text{m}^3$).

B : la largeur de la semelle

VI.7.1.2.Exemple de dimensionnement (semelle SFV1)

ELS:

$L_{\text{max}}=3.60 \text{ m}$ (sous voile)

$$B \geq (N/(\sigma'_{\text{sol}}.L))$$

$$B \geq (486.064/(150 * 3.60))$$

$$B \geq 0.90 \text{ m}$$

On adopte B

$$B=1.15 \text{ m}$$

$$I=0.705\text{m}^4$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4*E*I}{K*B}}$$

$$L_e = 9.95 \text{ m}$$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivant :

Tableau.VI.22. Dimensionnement des semelles filantes sous voiles

| semelle | niveau | ΣN_i (KN) | L_{max} (m) | σ'_{sol} (bars) | B_{cal} (m) | B adopt (m) | L (m) | H_0 (m) | H (m) |
|---------|--------|-------------------|----------------------|-------------------------------|----------------------|---------------|---------|-----------|---------|
| SFV1 | -9,78 | 486.064 | 3,60 | 1,5 | 0,90 | 1,15 | 2,25 | 0,30 | 1,20 |
| SFV2 | -9,78 | 394.274 | 3,00 | 1,5 | 0,87 | 1,60 | 1,65 | 0,30 | 1,20 |
| SFV3 | -9,78 | 456.578 | 3,60 | 1,5 | 0,85 | 1,60m | 1,25 | 0,35 | 1,20 |
| SFV4 | -9,78 | 302.019 | 3,60 | 1,5 | 0,56 | 1,15 | 1,60 | 0,35 | 1,20 |
| SFV5 | -9,78 | 923.346 | 5,10 | 1,5 | 1,20 | 1,20 | 2,55 | 0,30 | 1,20 |

| | | | | | | | | | |
|------|-------|----------|------|-----|------|------|------|------|------|
| SFV6 | -9.78 | 1076.934 | 4,20 | 1,5 | 1.70 | 2,80 | 1.40 | 0,35 | 1.20 |
|------|-------|----------|------|-----|------|------|------|------|------|

VI.7. 2. Ferrailage des semelles filantes sous voiles :

VI.7.2.1.Exemple de calcul de ferrailage

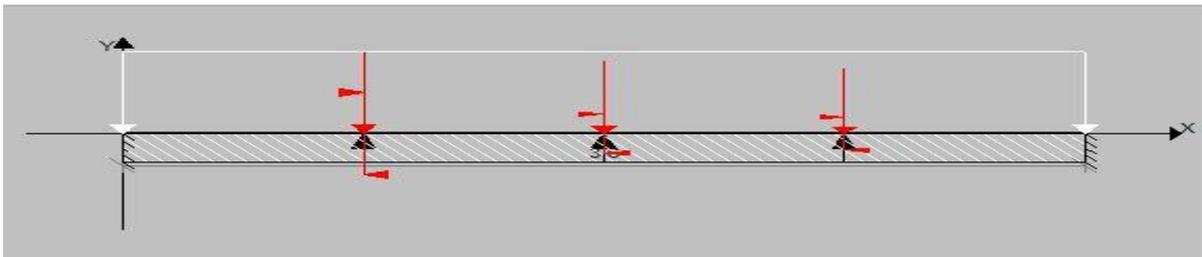
Semelle S1 :

$L_{max} = 3.60m$ (sous voile)

$L = 2.25m$ (entre deux semelles existante)

ELU

$$\begin{cases} x = 0.9m \rightarrow N1 = 200.445KN \rightarrow M1 = 1.165KN.m \\ x = 1.8m \rightarrow N2 = 178.828KN \rightarrow M2 = 0.560KN.m \\ x = 2.7m \rightarrow N3 = 161.223KN \quad M3 = 0.471KN.m \end{cases}$$



L_i : distance entre les N_i

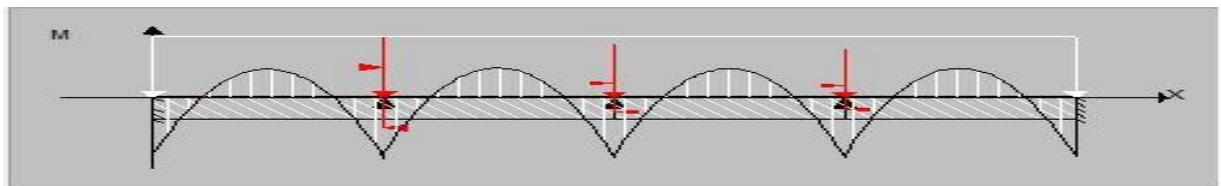
$$L_i = 3.60/4$$

$$L_i = 0.9m$$

$$(\pi/2) \cdot L_e = 15.62m$$

$$\Rightarrow L_i < ((\pi/2) * L_e)$$

On suppose que la semelle est une poutre renversée sur des appuis représenté par des poteaux et voiles.



$$M_a = -12,14 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6,06 \text{ KN.m}$$

Ferrailage en appui : (le ferrailage se trouve dans la table ; fibre inférieure de semelle).

Pour trouver A_{st} en utilisons Les calculs de ferrailage de la flexion simple dans les poutres

$$A_{st} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.5\% \text{ de section}$$

$$A_{min} = 0.5\% (0.4 * 1.20) = 24 \text{ cm}^2$$

$A_{st} < A_{min} \Rightarrow$ en utilise le ferrailage de A_{min}

On adopte : un ferrailage de **8T20** de section **25,13 cm²**

Les Armateurs de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{25.13}{4} = 6.2825 \text{ cm}^2$$

On adopte : un ferrailage de **4T14** de section **6.16cm²**.

- **Ferrailage en travée :** (le ferrailage se trouve dans la nervure ; fibre supérieure de semelle).

$$A_{sc} = 0.16 \text{ cm}^2 < A_{min}$$

$A_{sc} < A_{min} \Rightarrow$ en utilise le ferrailage de A_{min}

On adopte : un ferrailage de **8T20** de section **25,13 cm²**

Les Armateurs de répartition

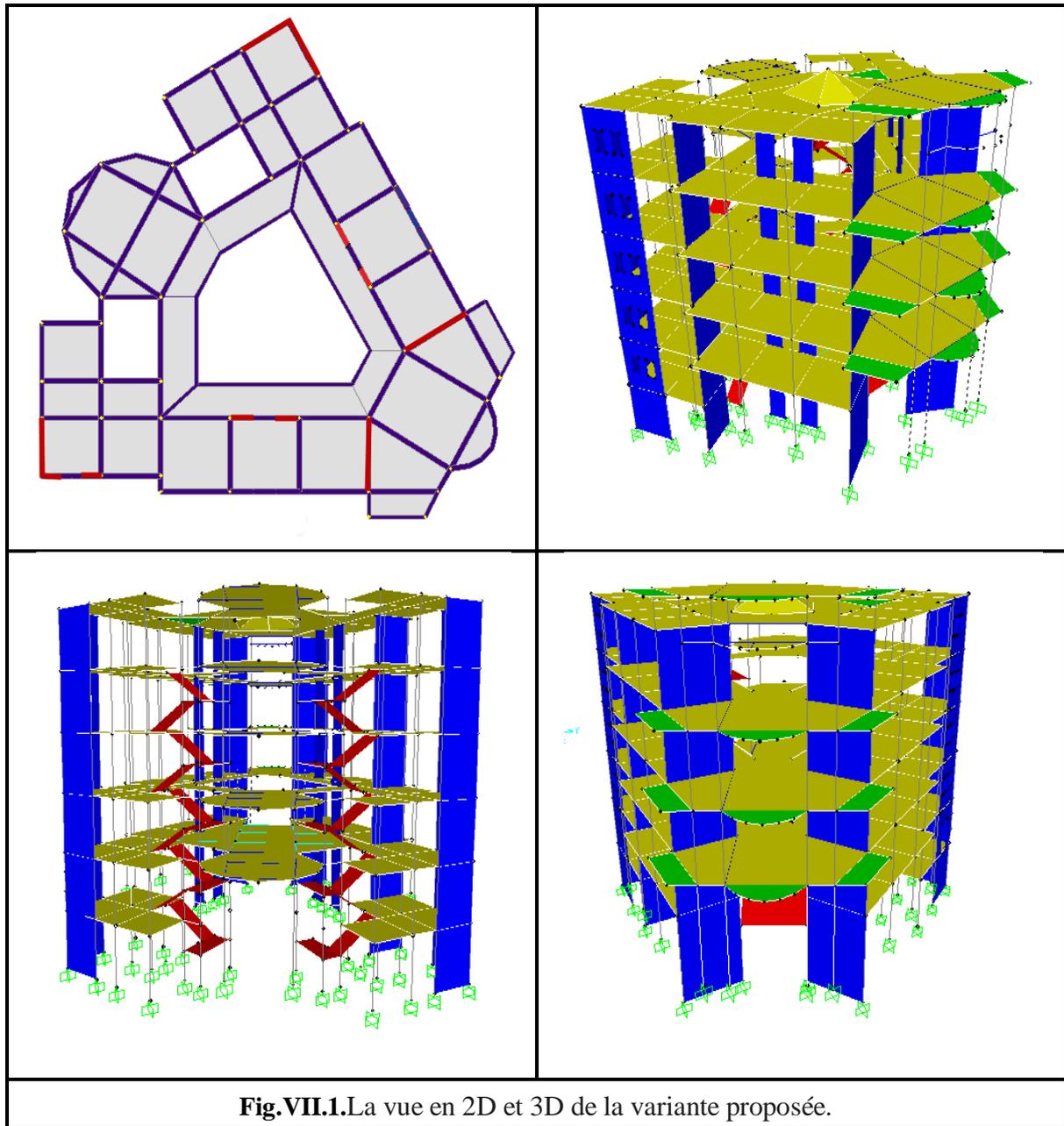
$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{25.13}{4} = 6.2825 \text{ cm}^2$$

On adopte : un ferrailage de **4T14** de section **6.16cm²**.

Les résultats de ferrailage sont mentionnes dans le tableau ci-dessous :

Tableau.VI.23. Ferrailage des semelles filantes sous voiles

| semelle | B (m) | H (m) | L (m) | B ₀ | Mt KN.m | Ma KN.m | Position | A _{St} = A _{sc} (cm ²) | A _{adopté} (cm ²) |
|---------|-------|-------|-------|----------------|---------|---------|-----------------|--|--|
| SFV1 | 1,15 | 0,30 | 2,25 | 0.40 | 6,06 | 12,14 | Nappe ⊥ Avec B | A _{min} =24 cm ² | 8HA20 A _s =25.13 |
| | | | | | | | Nappe // avec B | A _r =6.2825 cm ² | 4HA14 A _s =6.16 |
| SFV2 | 1,60 | 0,30 | 1,65 | 0.40 | 5.23 | 10.57 | Nappe ⊥ Avec B | A _{min} =24 cm ² | 8HA20 A _s =25.13 |
| | | | | | | | Nappe // avec B | A _r =6.2825 cm ² | 4HA14 A _s =6.16 |
| SFV3 | 1,60 | 0,35 | 1,25 | 0.40 | 6.22 | 12.57 | Nappe ⊥ Avec B | A _{min} =24 cm ² | 8HA20 A _s =25.13 |
| | | | | | | | Nappe // avec B | A _r =6.2825 cm ² | 4HA14 A _s =6.16 |
| SFV4 | 1,15 | 0,35 | 1,60 | 0.40 | 6.15 | 12.89 | Nappe ⊥ Avec B | A _{min} =24 cm ² | 8HA20 A _s =25.13 |
| | | | | | | | Nappe // avec B | A _r =6.2825 cm ² | 4HA14 A _s =6.16 |
| SFV5 | 1,20 | 0,30 | 2,55 | 0.40 | 63,25 | 62.10 | Nappe ⊥ Avec B | A _{min} =24 cm ² | 8HA20 A _s =25.13 |
| | | | | | | | Nappe // avec B | A _r =6.2825 cm ² | 4HA14 A _s =6.16 |
| SFV6 | 2,80 | 0,35 | 1,40 | 0.40 | 128.14 | 72.55 | Nappe ⊥ Avec B | A _{min} =24 cm ² | 8HA20 A _s =25.13 |
| | | | | | | | Nappe // avec B | A _r =6.2825 cm ² | 4HA14 A _s =6.16 |

VII.1. ETUDE DE LA VARIANTE PROPOSÉE**VII.1. Schéma de la variante proposée :****VII.2. VÉRIFICATION SELON LE RPA 99V2003****VII.2.1. Etude sismique et dynamique**

- Analyse modale (Périodes et facteurs de participation modale)

Tableau VII.1. Périodes et facteurs de participation modale.

| Mode | Périodes (s) | μ_x | μ_y | R_z |
|----------|--------------|---------|---------|-----------|
| 1 | 0.444 | 76,121 | 1,263 | 2,053 |
| 2 | 0.419 | 1,38 | 75,163 | 71,565 |
| 3 | 0.351 | 0,011 | 0,389 | 3,859 |
| 4 | 0.119 | 12,179 | 0,837 | 3,512 |
| 5 | 0.113 | 0,235 | 0,025 | 2.083E-05 |
| 6 | 0.106 | 0,94 | 11,971 | 0,126 |
| 7 | 0.091 | 0,145 | 1,215 | 0,003932 |
| Σ | | 91,01 | 90,776 | |

➤ Constatations

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T = 0.444$ s.
- Les 07 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% selon le (RPA99, chapitre IV, Art 4.3.4).
- Le première mode est une translation suivants l'axe global x
- Le deuxième mode est une translation suivants l'axe global y

VII.2.2. Vérification de la période fondamentale

On doit vérifier que la valeur de période numérique ne dépasse pas la valeur de la période empirique approprié de 30% ($T_N < 1,3 T_e$).

La période fondamentale est égal a : $T_N = 0,444$ s

La période empirique $T_e = 0,445$ s.

$T_N = 0,444s < 1,3 T_e = 0,578s$ vérifié

La période fondamentale de la structure est vérifiée par rapport à la période empirique.

VII.2.3. Justification de la force sismique de calcule

D'après le RPA 99 V2003 (*Chapitre 4.3.6 - article 4.3.6*) On doit vérifier que

$$V_{x \text{ dyn}} > 0,8 \cdot V_{x \text{ stat}} \cdot$$

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad \text{avec} \quad \begin{cases} A = 0.25 \\ R = 5 \\ Q = 1,20 \\ D = ??? \\ W = ??? \end{cases}$$

D'après le RPA 99/V.2003, le facteur d'amplification dynamique s'écrit comme suit :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \dots \dots \dots (I) \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \dots \dots \dots (II) \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T > 3.0 \text{ s} \dots \dots \dots (III) \end{cases}$$

On a T=0,445 s ⇒ on utilise la formule (I).

$$\left. \begin{aligned} \eta &= \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.882 \\ \xi &= 7\% \text{ (Tab 4.2 Art 4.2.3)} \\ T_2 &= 0,50 \text{ s.} \\ T &= 0,444 \text{ s.} \end{aligned} \right\} \Rightarrow D = 2,5 \times 0,882 = 2,205$$

➤ **Poids total de la structure**

Les résultats des différentes poids correspond à chaque étage sont déterminés par le SAP2000 et ils sont résumé comme suit :

Tableau VII.2. Poids des différents étages.

| Niveau | h | W _i [KN] |
|------------------------|-------|-----------------------|
| s.sol 2 | -4,08 | 1100,655 |
| s.sol 1 | 0,00 | 2693,869 |
| RDC | 4,08 | 3665,446 |
| 1 ^{ère} Etage | 8,16 | 3661,089 |
| 2 ^{ème} Etage | 1,24 | 3628,816 |
| Terrasse 1 | 16,32 | 2494,913 |
| Terrasse 2 | 18,32 | 499,4984 |
| | | Σ = 17844,2864 |

W = 17844,2864 KN

Donc l'effort sismique sera :

$$V_{x \text{ stat}} = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0,25 \times 2,205 \times 1,20}{5} \times 17844,2864 = 2347,56 \text{ KN.}$$

$$V_{y \text{ stat}} = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0,25 \times 2,2025 \times 1,25}{5} \times 17844,2864 = 2347,56 \text{ KN.}$$

V_{x dyn} = 2605.41 > 0,8.V_{x stat} = 1878,05KN.....**C.V.**

V_{y dyn} = 2596.023 > 0,8.V_{y stat} = 1878,05KN**C.V.**

VII.2.4. Distribution verticale de la force sismique

$$V = F_t + \sum F_i \quad (\text{Art 4.2.5 RPA 99}), \text{ Avec : } T = 0,445s < 0,7s \quad \rightarrow F_t = 0$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Tableau VII.3. Distribution verticale de la force sismique

| Niveau | h_i | W_j | $W_j h_j$ | $\frac{W_j h_j}{\sum W_j h_j}$ | V | F_i |
|------------------------|-------|----------|---------------------|--------------------------------|---------|---------|
| Terrasse 2 | 26,48 | 499,4984 | 13226,7176 | 0,0473 | 2347,56 | 111,126 |
| Terrasse 1 | 24,48 | 2494,913 | 61075,4702 | 0,2185 | 2347,56 | 513,134 |
| 2 ^{ème} Etage | 2,4 | 3628,816 | 74027,8464 | 0,2649 | 2347,56 | 621,955 |
| 1 ^{ère} Etage | 16,32 | 3661,089 | 59748,9725 | 0,2138 | 2347,56 | 501,989 |
| RDC | 12,24 | 3665,446 | 44865,059 | 0,1605 | 2347,56 | 376,940 |
| s.sol 1 | 8,16 | 2693,869 | 21981,971 | 0,0786 | 2347,56 | 184,684 |
| s.sol 2 | 4,08 | 1100,655 | 4490,6724 | 0,0160 | 2347,56 | 37,7290 |
| | | | Σ 279416,709 | | | |

VII.2.5. Distribution horizontale des forces sismiques

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

Tableau VII.4. Distribution horizontale des forces sismiques.

| Niveau | Terrasse 2 | Terrasse 1 | 2 ^{ème} Etage | 1 ^{ère} Etage | RDC | s.sol 1 | s.sol 2 |
|--------|------------|------------|------------------------|------------------------|----------|----------|---------|
| F_i | 111,126 | 513,134 | 621,955 | 501,989 | 376,940 | 184,684 | 37,729 |
| V_k | 111,126 | 624,260 | 1246,216 | 1748,205 | 2125,146 | 2309,830 | 2347,56 |

VII.2.6. Vérification des déplacements**VII.2.6.1. Calcule les déplacements relatifs**

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est donné selon le (RPA99, chapitre IV, Art 4.4.3) par la formule suivante :

$$\delta_k = R. \delta_{ek}$$

Tableau VII.5. Déplacements relatifs dans les deux sens longitudinal et transversal

| Niveau | δ_{ekx} (m) | δ_{eky} (m) | R | δ_{kx} (m) | δ_{ky} (m) |
|------------------------|--------------------|--------------------|---|-------------------|-------------------|
| Terrasse 2 | 0.012264 | 0.012513 | 5 | 0.06132 | 0.062565 |
| Terrasse 1 | 0.011469 | 0.01166 | 5 | 0.057345 | 0.0583 |
| 2 ^{ème} Etage | 0.009284 | 0.009344 | 5 | 0.04642 | 0.04672 |
| 1 ^{ère} Etage | 0.006966 | 0.006735 | 5 | 0.03483 | 0.033675 |
| RDC | 0.004612 | 0.004131 | 5 | 0.02306 | 0.020655 |
| s.sol 1 | 0.00239 | 0.001771 | 5 | 0.01195 | 0.008855 |
| s.sol 2 | 0.000628 | 0.000493 | 5 | 0.00314 | 0.002465 |

VII.2.6.2. Calcule des déplacements inter étage

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 /V2003, concerne les déplacements latéraux inter- étages. En effet, selon (RPA99, chapitre IV, Art 4.4.3), l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq 1 \% \text{ de la hauteur d'étage (4,08m).}$$

Tableau VII.6. Déplacements inter- étages

| Niveau | Δkx (m) | Δky (m) | 1% h = 0,0408 m |
|------------------------|-----------------|-----------------|-----------------------|
| Terrasse 2 | 0.003975 | 0.004265 | < 0,04 Vérifie |
| Terrasse 1 | 0.010925 | 0.01158 | < 0,04 Vérifie |
| 2 ^{ème} Etage | 0.01159 | 0.013045 | < 0,04 Vérifie |
| 1 ^{ère} Etage | 0.01177 | 0.01302 | < 0,04 Vérifie |
| RDC | 0.01111 | 0.0118 | < 0,04 Vérifie |
| s.sol 1 | 0.00881 | 0.00639 | < 0,04 Vérifie |
| s.sol 2 | 0.00314 | 0.002465 | < 0,04 Vérifie |

VII.2.7. Vérification de la largeur de joint sismique

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{\min} satisfait la condition suivante selon le (RPA99, chapitre V, Art 5.8):

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2)\text{mm} > 40\text{mm}.$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon l'article 4.4.3 RPA99/V2003 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations. Nous avons $\delta_1 = 46$ mm. On prend par défaut que δ_2 est égale aussi à 46mm, le joint sismique existant est de $d = 40$ mm, donc :

$$d_{\min} = 132 \text{ mm} \quad \text{Non vérifié.}$$

VII.2.8. Justification de l'effet P-Δ

$$\theta = P_k \Delta k / V_k h_k \leq 0.10$$

Tableau VII.7. Justification de l'effet P-Δ dans le sens longitudinal

| Niveau | Pk (KN) | Δkx (m) | Vx (KN) | h(m) | θx | Observation |
|------------------------|----------|---------|----------|------|--------|-------------|
| Terrasse 2 | 499.4984 | 0.00397 | 111.126 | 2 | 0.0089 | ≤ 0,1 CV |
| Terrasse 1 | 2494.913 | 0.01092 | 624.260 | 4.08 | 0.0107 | ≤ 0,1 CV |
| 2 ^{ème} Etage | 3628.816 | 0.01159 | 1246.216 | 4.08 | 0.0082 | ≤ 0,1 CV |
| 1 ^{ère} Etage | 3661.089 | 0.01177 | 1748.205 | 4.08 | 0.0060 | ≤ 0,1 CV |
| RDC | 3665.446 | 0.01111 | 2125.146 | 4.08 | 0.0046 | ≤ 0,1 CV |
| s.sol 1 | 2693.869 | 0.00881 | 2309.830 | 4.08 | 0.0025 | ≤ 0,1 CV |
| s.sol 2 | 1100.655 | 0.00314 | 2347.56 | 4.08 | 0.0003 | ≤ 0,1 CV |

Tableau VII.8. Justification de l'effet P-Δ dans le sens transversal

| Niveau | Pk (KN) | Δky (m) | Vy (KN) | h(m) | θy | Observation |
|------------------------|----------|----------|----------|------|--------|-------------|
| Terrasse 2 | 499.4984 | 0.004265 | 111.126 | 2 | 0.0095 | ≤ 0,1 CV |
| Terrasse 1 | 2494.913 | 0.01158 | 624.260 | 4.08 | 0.0113 | ≤ 0,1 CV |
| 2 ^{ème} Etage | 3628.816 | 0.013045 | 1246.216 | 4.08 | 0.0093 | ≤ 0,1 CV |
| 1 ^{ère} Etage | 3661.089 | 0.01302 | 1748.205 | 4.08 | 0.0066 | ≤ 0,1 CV |
| RDC | 3665.446 | 0.0118 | 2125.146 | 4.08 | 0.0049 | ≤ 0,1 CV |
| s.sol 1 | 2693.869 | 0.00639 | 2309.830 | 4.08 | 0.0018 | ≤ 0,1 CV |
| s.sol 2 | 1100.655 | 0.002465 | 2347.56 | 4.08 | 0.0002 | ≤ 0,1 CV |

VII.2.9. Vérification du renversement

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement. Pour que le bâtiment soit stable au renversement il faut que le rapport entre le moment renversant et le moment stabilisant soit supérieur ou égal à 1.5 selon le (RPA99, chapitre V, Art 5.5).

$$M_{\text{Renversement}} = \sum M_{F_i/o} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$M_{\text{Stabiliseur}} = M_{w/o} = W \times b$$

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabiliseur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5$

Tableau VII.9. Vérification du renversement

| | W (kn) | b (m) | Ms (kn.m) | Mr(kn.m) | Ms/Mr | Observation |
|------------|------------|-------|------------|-----------|-------|----------------|
| Sens long | 17744,2864 | 14.29 | 253565.852 | 42659.230 | 5.94 | Vérifie |
| Sens trans | 17744,2864 | 14.14 | 250904.209 | 42659.230 | 5.88 | Vérifie |

A partir de ces résultats nous pouvons conclure que Le bâtiment est stable au renversement

VII.3. VÉRIFICATION DES POTEAUX

VII.3.1. Vérification de l'effort normal réduit

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Où :

- ν : effort normal réduit

- N_d : effort normal de compression maximal. (SAP 2000)

- B_c : section brute de l'élément.

- f_{c28} : résistance caractéristique du béton

Selon les cas d'étude proposés, les poteaux qui présentant un risque de rupture fragile par effort normal de compression, sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.10. Vérification de l'effort normal réduit dans le sens longitudinal

| Niveau | Elément | Nd (kn) | Bc (m ²) | fc28 (kn) | Bc × fc28 | V | Observation |
|---------|---------|---------|----------------------|-----------|-----------|------|---------------------|
| S.sol 1 | 2 | 925.611 | 0.16 | 22000 | 3520 | 0,26 | <0.3 Vérifié |

Tableau VII.11. Vérification de l'effort normal réduit dans le sens transversal

| Niveau | Elément | Nd (kn) | Bc (m ²) | fc28 (kn) | Bc × fc28 | V | Observation |
|---------|---------|---------|----------------------|-----------|-----------|------|---------------------|
| S.sol 1 | 1 | 593.472 | 0.16 | 22000 | 3520 | 0.16 | <0.3 Vérifié |
| | 3 | 989.202 | 0.16 | 22000 | 3520 | 0,28 | <0.3 Vérifié |

VII.3.2. Vérification des sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique selon le (RPA99, chapitre VII, Art 7.4.3.2) doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$\tau_{bu} = \frac{V_{max}}{b \cdot d}$$

Tableau VII.12. Vérification de La contrainte de cisaillement dans le sens longitudinal

| Niveau | Poteau | V_{max} (kn) | b (m) | d | τ_{bu} | $\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa) |
|-------------|--------|----------------|-------|-------|-------------|-------------------------|
| S.sol | 40x40 | 69.43 | 0,4 | 0,36 | 0,48 | <1,65 CV |
| RDC | 40x40 | 86.451 | 0,4 | 0,36 | 0,60 | <1,65 CV |
| | Ø56 | 30.309 | 0,56 | 0,504 | 0,21 | <0,88 CV |
| Etage 1/2/3 | 40x40 | 89.158 | 0,4 | 0,36 | 0,61 | <1,65 CV |
| Etage 4 | 40x40 | 82.888 | 0,4 | 0,36 | 0,57 | |

Tableau VII.13. Vérification de La contrainte de cisaillement dans le sens transversal

| Niveau | Poteau | V_{max} (kn) | b (m) | d | τ_{bu} | $\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa) |
|-------------|--------|----------------|-------|-------|-------------|-------------------------|
| S.sol | 40x40 | 70.844 | 0,4 | 0,36 | 0,49 | <1,65 CV |
| RDC | 40x40 | 67.533 | 0,4 | 0,36 | 0,46 | <1,65 CV |
| | Ø56 | 30.506 | 0,56 | 0,504 | 0,21 | <0,88 CV |
| Etage 1/2/3 | 40x40 | 74.444 | 0,4 | 0,36 | 0,51 | <1,65 CV |
| Etage 4 | 40x40 | 85.968 | 0,4 | 0,36 | 0,60 | |

VII.3.3. Vérification de ferrailage des poteaux

VII.3.3.1. Ferrailage longitudinales

Tableau. VII. 14. Ferrailage longitudinale des poteaux

| Niveaux | M (KN.m) | N (KN) | As_c (cm ²) | As_c (cm ²) | observation |
|-------------------------------------|--------------------|-----------------------|---------------------------|---------------------------|----------------|
| S.sol+RDC Pot (40x40) | M = 7.7203 | $N_{max} = 766.914$ | 28 ,15 | 32.20 | Vérifie |
| | M= -16.4332 | $N_{min} = -1214.916$ | < 0 | | |
| | $M_{max}= 91.2919$ | $N= -497.406$ | < 0 | | |
| Etage1/2/3/4 Pot (40x40) | M = 14.0095 | $N_{max} = 513.399$ | 13,91 | 16,08 | Vérifie |
| | M= -36.9 | $N_{min} = -656.596$ | < 0 | | |
| | $M_{max}= 96.710$ | $N= -387.821$ | < 0 | | |
| RDC Pot Ø56 | M = 13,584 | $N_{max} = 376,74$ | 10,15 | 44,75 | Vérifie |
| | M= -73,1541 | $N_{min} = -477,15$ | < 0 | | |
| | $M_{max}=100,185$ | $N=280,178$ | < 0 | | |

Remarque :

D'après ces résultats on voit que le ferrailage existant est plus important que le ferrailage calculé.

VII.3.3.2. Ferrailage transversal

Les armatures transversales sont calculées selon le (RPA99, Chapitre VII Art. 7.4.2.2) par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} l_f = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 4,08 \rightarrow l_f = 2,856 \text{ m} \\ \lambda_g = \frac{l_f}{0,4} = \frac{2,856}{0,4} \rightarrow \lambda_g = 7,14 \\ \lambda_g = 7,14 > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5 \end{array} \right. ; \quad \left\{ \begin{array}{l} V_u = 64,45 \text{ kn} \\ f_e = 400 \text{ Mpa} \\ t = 10 \text{ cm} \\ h_t = 40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$A_t = 2,5 \times 64,45 \times 0,1 / 0,4 \times 400 = 1,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \text{ existante}} = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Suffisant.}$$

VII.4. VÉRIFICATION DE FERRAILLAGE DES POUTRES

VII.4. 1. Ferrailage longitudinales

VII.4.1.1. Ferrailage des travées des poutres

Sous la combinaison 1,35G+1,5Q (ELU).

Tableau. VII.15. Vérification de $A_{s \text{ existantes}}$ en travée des poutres(30x40)

| Niveau | Section | Position | M(kn.m) | $A_{s \text{ cal}}$ (cm ²) | $A_{s \text{ exist}}$ (cm ²) | Observation |
|------------------------|---------|----------|----------|--|--|------------------|
| S.sol | 30x40 | travée | 83.6075 | 7.4 | 9.24 | Suffisant |
| RDC | 30x40 | travée | 68.7753 | 5,97 | 9.24 | Suffisant |
| 1 ^{ère} Etage | 30x40 | travée | 75.4337 | 6,6 | 9.24 | Suffisant |
| 2 ^{ème} Etage | 30x40 | travée | 70.954 | 6,17 | 9.24 | Suffisant |
| Terrasse 1 | 30x40 | travée | 103.0443 | 9,4 | 9.24 | Suffisant |
| Terrasse 2 | 30x40 | travée | 26.1652 | 2,15 | 9.24 | Suffisant |

Tableau. VII.16. Vérification de $A_{s \text{ existantes}}$ en travée des poutres(30x60)

| Niveau | Section | Position | M(kn.m) | $A_{s \text{ cal}}$ (cm ²) | $A_{s \text{ exist}}$ (cm ²) | Observation |
|------------------------|---------|----------|----------|--|--|------------------|
| S.sol | 30x60 | travée | 66.5706 | 3,66 | 11,5 | Suffisant |
| RDC | 30x60 | travée | 93.9444 | 5,25 | 11,5 | Suffisant |
| 1 ^{ère} Etage | 30x60 | travée | 101.2231 | 5,67 | 11,5 | Suffisant |
| 2 ^{ème} Etage | 30x60 | travée | 103.5229 | 5,81 | 11,5 | Suffisant |
| Terrasse 1 | 30x60 | travée | 82.9304 | 4,6 | 11,5 | Suffisant |
| Terrasse 2 | 30x60 | travée | 80.5956 | 4,47 | 11,5 | Suffisant |

Tableau. VII.17. Vérification de $A_{s \text{ existantes}}$ en travée des poutres(30x110)

| Niveau | Section | Position | M(kn.m) | $A_{s \text{ cal}}$ (cm ²) | $A_{s \text{ exist}}$ (cm ²) | Observation |
|--------|---------|----------|----------|--|--|------------------|
| S.sol | 30x110 | travée | 160.7537 | 4,78 | 32.79 | Suffisant |

VII.4.1.2. Ferrailage des appuis des poutres

sous la combinaison 0,8G + Ex et G+Q+Ex.

Tableau. VII.18. Vérification de $A_{s\text{ existantes}}$ en appuis des poutres (30x40)

| Niveau | Section | Position | M(kn.m) | $A_{s\text{ cal}}$ (cm ²) | $A_{s\text{ exist}}$ (cm ²) | Observation |
|------------------------|---------|----------|----------|---------------------------------------|---|------------------|
| S.sol | 30x40 | appuis | 146.8248 | 7,2 | 13.85 | Suffisant |
| RDC | 30x40 | appuis | 111.8142 | 5,4 | 13.85 | Suffisant |
| 1 ^{ère} Etage | 30x40 | appuis | 110.1988 | 5,32 | 13.85 | Suffisant |
| 2 ^{ème} Etage | 30x40 | appuis | 110.9911 | 5,36 | 13.85 | Suffisant |
| Terrasse 1 | 30x40 | appuis | 90.2778 | 4,33 | 13.85 | Suffisant |
| Terrasse 2 | 30x40 | appuis | 33.4693 | 1,57 | 13.85 | Suffisant |

Tableau. VII.19. Vérification de $A_{s\text{ existantes}}$ en appuis des poutres (30x60)

| Niveau | Section | Position | M(kn.m) | $A_{s\text{ cal}}$ (cm ²) | $A_{s\text{ exist}}$ (cm ²) | Observation |
|------------------------|---------|----------|----------|---------------------------------------|---|------------------|
| S.sol | 30x60 | appuis | 52.5784 | 2,48 | 16,11 | Suffisant |
| RDC | 30x60 | appuis | 115.2802 | 5,58 | 16,11 | Suffisant |
| 1 ^{ère} Etage | 30x60 | appuis | 107.2446 | 5,17 | 16,11 | Suffisant |
| 2 ^{ème} Etage | 30x60 | appuis | 106.8235 | 5,15 | 16,11 | Suffisant |
| Terrasse 1 | 30x60 | appuis | 98.3259 | 4,73 | 16,11 | Suffisant |
| Terrasse 2 | 30x60 | appuis | 88.8596 | 4,26 | 16,11 | Suffisant |

Tableau. VII.20. Vérification de $A_{s\text{ existantes}}$ en appuis des poutres (30x110)

| Niveau | Section | Position | M(kn.m) | $A_{s\text{ cal}}$ (cm ²) | $A_{s\text{ exist}}$ (cm ²) | Observation |
|--------|---------|----------|---------|---------------------------------------|---|------------------|
| S.sol | 30x110 | appuis | 218,48 | 5,65 | 38.82 | Suffisant |

Remarque :

D'après ces résultats obtenu on voit que le ferrailage existant est plus important que le ferrailage calculé.

VII.5. JUSTIFICATION DE L'INTERACTION PORTIQUES-VOILES

Pour la justification de l'interaction portique –voiles, on doit vérifier que :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les sollicitations verticales totales de la structure : **30065.631Kn**

Les sollicitations verticales reprises par les voiles dans le sens longitudinal: **5633.851Kn**

Les sollicitations verticales reprises par les voiles dans le sens transversal : **5930.144 kn**

On a donc :

Sens long : $5633.851/30065.631 = 18.73 \% < 20 \% \Rightarrow$ vérifiée

Sens trans : $5930.144/30065.631 = 19.72 \% < 20 \% \Rightarrow$ vérifiée

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Suivant X :

L'effort tranchant total à la base **2416.483 KN**

L'effort tranchant à la base repris par les voiles **1781.949 KN**

Donc : $1781.949/2416.483 = 73.74\% > 25\%$ Donc les voiles reprennent **73.74 %** dues aux forces sismiques, et le portique reprenne presque **26.26 % > 25 %** \Rightarrow vérifiée

Suivant Y :

L'effort tranchant total à la base **1849.65 KN**

L'effort tranchant à la base repris par les voiles **1307.704 KN**

$1307.704 / 1849.65 = 70.70\%$ Donc les voiles reprennent **70.70 %** dues aux forces sismiques, et le portique reprenne presque **29.30 % > 25 %** \Rightarrow vérifiée

- Les conditions de l'interaction portiques-voiles sont vérifiées dans les deux sens.

VII.6. ETUDES DES VOILES

VII.6.1. Ferrailage des voiles

Les voiles sont calculées à partir de cas le plus défavorable et ferrillées de même pour les autres étages.

$$\Rightarrow \begin{cases} N = 912,41 \text{ kn} \\ M = 2,435 \text{ kn.m} \end{cases}$$

✓ excentricité additionnelle

$$e_a = \text{Max} \left\{ \frac{2 \text{ cm}}{250} \right\} \Rightarrow e_a = \text{Max} \left\{ \frac{368}{250} \right\}$$

$$\Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ excentricité de 1^{er} ordre

$$e_0 = \frac{M}{N} + e_a = \frac{2,435}{912,44} + 0,02 = 0,022 \text{ m}$$

✓ excentricité du second ordre

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0,710$$

$$e_2 = 3 \cdot l_f^2 \cdot \frac{(2 + \alpha \cdot \phi)}{10^4 \cdot h} = 0.034 \text{ m.}$$

Sollicitation corrigées pour le calcul en flexion composée :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 912,44 \text{kn} \\ M = 1,158 \text{ kn.m} \\ e_1 = e_0 + e_2 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N = 912,44 \text{kn} \\ M = 1,158 \text{ kn.m} \\ e_1 = e_0 + e_2 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N = 912,44 \text{kn} \\ M = 1,158 \text{ kn.m} \\ e_1 = 0,056 \text{m} \end{array} \right.$$

Sollicitation ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$\Rightarrow e_a = e_1 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,056 + \left(0,17 - \frac{0,2}{2}\right) = 0,126 \text{m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \cdot e = 912,44 \times 0,126 = 115,00 \text{kn.m}$$

A L'ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\text{ser}} = 431,78 \text{ kn} \\ M_{\text{ser}} = 3,19 \text{kn.m} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = 0,0073 \text{m} \\ e = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,077 \text{m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{\text{serA}} = N_{\text{ser}} \cdot e = 431,78 \times 0,077$$

$$M_{\text{serA}} = 33,41 \text{ kn.m}$$

Armatures

- Moment réduit de référence :

$$\mu_{bc} = 0,8\alpha(1 - 0,4\alpha) = 0,49$$

- Moment réduit agissant :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\text{corrigé}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{115 \times 10^{-3}}{4,2 \times 0,17^2 \times 16,26} = 0,058$$

$$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow \text{SPT}$$

$$\gamma = \frac{Mu}{M_{\text{serA}}} = \frac{115}{33,41} = 3,44$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \times 10^{-4} = 0,986$$

$$\mu_{bu} = 0,058 < \mu_{lu} = 0,986 \Rightarrow A' = 0$$

$$z = d(1 - 0,6\mu_{bu})$$

$$z = 0,17(1 - 0,6 \times 0,058)$$

$$z = 0,164 \text{m}$$

$$A = \frac{Mu}{z \cdot f_e} = \frac{115 \times 10^{-3}}{0,164 \times 400} = 17,53 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{N}{\sigma_{se}} - A = \frac{912,44 \times 10^{-3}}{400} - 10,34$$

$$A = 5,28 \text{ cm}^2$$

- ✓ Section minimale :

$$A_{\text{min}} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 0,2 \times 4,2 = 12,6 \text{ cm}^2$$

$A < A_{\text{min}} \Rightarrow$ On prend le ferrailage min de RPA

On adopte alors : 8T14 ; St=15 cm

Armature horizontale :

On prend le Min RPA

$$A_{min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 0,2 \times 3,68 = 11,04 \text{ cm}^2$$

VII.6.2. Ferrailage des linteaux

Les linteaux sont calculer a partir de cas le plus défavorable et ferrillé de même pour les autres étages.

▪ Contrainte limite de cisaillement :

D'après (Art7.7.2 RPA99V2003) la contrainte limite de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$$

$$\text{Où : } \tau_b = \frac{V_u}{b_0 d} \text{ avec } V_u = 1,4 \times V$$

b_0 : épaisseur du linteau

d : hauteur utile = 0,9h

h : hauteur totale de la section brute .

On prendre le linteau le plus sollicité par un effort tranchant sur sa section transversal :

$$\begin{cases} V_{23} = 54,17 \text{ Kn} \\ M_{12} = 1,136 \text{ KN.m} \\ b_0 = 0,20 \text{ m} \\ h = 1,30 \text{ m} \\ d = 1,17 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V = 75,83 \text{ kn} \\ \tau_b = \frac{75,83 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,17} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \tau_b = 0,324 \text{ MPa}$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b = 1,32 \text{ MPa}$$

⇒ Le linteau est calculé en flexion simple, avec les efforts (M ,V) on devra disposer :

- Des armateurs longitudinaux de flexion (A_1).
- Des aciers transversaux (A_t).
- Des aciers en parties courantes (acier de peau) (A_c).

▪ Aciers longitudinaux

$$A_1 \geq \frac{M}{z \times f_e} \quad ; \quad \text{avec } \begin{cases} Z = h - 2d' \\ M = 1,278 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow Z = 1,25 \text{ m}$$

$$A_1 \geq \frac{M}{z \times f_e} = \frac{1,136 \times 10^{-3}}{1,25 \times 400} = 0,022 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,15\% b. h$$

$$A_{min} = 0,15\% 0,8 \times 1,3$$

$$A_{min} = 1,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Choix: 3T10}$$

▪ **Aciers transversaux :**

$$\lambda_g = \frac{L}{h} = \frac{2,40}{1,30} = 1,84$$

$$\lambda_g = 1,84 > 1$$

⇒ Linteau longitudinale :

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times z}{V} \Rightarrow A_t \geq \frac{S \times V}{f_e \times z}$$

$$S \leq \frac{h}{4} \Rightarrow S = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{0,15 \times 75,83 \times 10^{-3}}{400 \times 1,25} = 0,225 \text{ cm}^2$$

$$\tau_b = 0,025 \times f_{c28} = 0,55 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,0015 b \cdot s$$

$$A_t \geq 1,8 \text{ cm}^2$$

⇒ Choix 4T8

▪ **Armatures de peau :**

Armatures en section courante (armatures de peau)

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau

Ac(2 nappes) doivent être au total d'un minimum égale à 0.20%

$$A_t \geq 0,0020 \cdot b \cdot h$$

$$A_t \geq 0,208 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2T6$$

Conclusion générale :

Notre étude a mis en lumière la nécessité de réadapter les anciennes constructions selon les nouvelles exigences du règlement parasismique algérien (rpa2003) afin d'éviter des désordres ou même la ruine de ces derniers dans des futures catastrophes naturelles, mais aussi l'obligation de réparer et renforcer ces ouvrages par l'introduction de voiles en béton armé.

Pour la mise au point d'un projet de renforcement, il faut :

- la répartition des voiles est symétrique et uniforme et les interactions voiles- poteaux ont une bonne ductilité.
- l'adhérence entre les nouveaux et les anciens éléments est convenablement réalisée,
- Augmenter la possibilité d'accumuler l'énergie en intégrant des éléments ayant un caractère de type dissipatif.
- Choisir et contrôler la qualité des matériaux de construction
- Ne modifier pas de manière profonde la réponse dynamique de l'ouvrage. Car autrement, on risquerait la sur- sollicitation de certains éléments existants non renforcés.

1. **F.Tebale , M.Belazougui ,H.Alayat.** *Catalogue des méthodes de réparation et de renforcement des ouvrages.* alger : Centre national de recherche appliquée en génie parasismique C.G.S.
2. **F.Andreoli.** *Le renforcement des structures porteuse.* s.l. : CATED, Septembre 1983.
3. **B. Kebaili, B. Redjel.** *ANALYSE DU SEISME DE BOUMERDES JUIN 2003 ET REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNE.* Algeria : SBEIDCO – Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing countries ENSET, October 2009.
4. **Jean-François, GARCIA.** *Elaboration d'une méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments.* Strasbourg : INSA Strasbourg, Mars-Juillet 2007.
5. **TAHENNI, Touhami.** *Fissuration en béton avec référence particulière au béton à haute performance.* Algerie : USTHB, Algerie, 2006.
6. **B. Kebaili, B. Redjel.** *ANALYSE DU SEISME DE BOUMERDES JUIN 2003 ET REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNE.* Algeria : SBEIDCO – Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing countries, October 2009.
7. **Groupe de travail AFPS-CSTB Roger BERTULI ,Philippe BISCH, Mathieu BLAS, Marc BOUCHON.** *Diagnostic et renforcement du bâti existant vis-à-vis du séisme.* France : AFPS-CSTB, 2013.
8. **Lamy, Philippe.** *Mieux comprendre les fissures.* france : Lamy SA Expertise, 2003.
9. **Ifrim, Mihail.** *Les techniques de réparation et de renforcement des ouvrages en béton.* France : CNTP Centre scientifiques et techniques du batiment , Juin 1987.
10. **Groupe de travail AFPS-CSTB Roger BERTULI ,Philippe BISCH, Mathieu BLAS, Marc BOUCHON.** *Diagnostic et renforcement du bâti existant vis-à-vis du séisme.* France : AFPS-CSTB, 2013.
11. **Amireche, Fatima.** *La réhabilitation sismique du bâti existant.* Institut d'Architecture et d'Urbanisme. Constantine : Université de Constantine.
12. **Renforcer le bâti existant en zone sismique. l'appui du Ministère de l'Écologie et du Développement Durable;et des professionnels.** article 3 de l'arrêté du 22 octobre 2010, PARIS : Agence Qualité Construction, 2011.
13. **DAVIDOVICI, Victor.** *Problématique des bâtiments existants.* PARIS : DYNAMIQUE CONCEPT.
14. **DAVIDOVICHI, Victor.** *Conception et réalisation d'hôpitaux en zone sismique.* PARIS : DYNAMIQUE CONCEPT, 2007.
15. **ZACEK, MILAN.** *vulnérabilité et renforcement.* france : Les grands ateliers , Mai 2004.

16. **Ménad Chenaf.** *Evaluation de la présomption de vulnérabilité aux se ismes des bâtiments existants.* France : Minéster de l'écologie et de développement durable, Mai 2004.

17. **MARTIN, Christophe.** *Guide de renforcement parasismique et paracyclonique des bâtiments.* suisse : MTPTC, 2004.

ملخص

الهدف من هذا المشروع هو دراسة تدعيم مبنى إداري يقع بمدينة بومرداس، وبعد القيام بمعاينة للمكان اظهرت النتائج بعض النقائص في قوة الخرسانة المستخدمة .
يتم انجاز هذا التدعيم بإدخال قوائم من الخرسانة المسلحة مع أخذ الاعتبار التفاعل بين القوائم و الأعمدة.
تتم هذه الدراسة وفق طريقتين :

الاولى تتمثل في دراسة التصميم المقترح من قبل مكتب الدراسات .
اما الثانية فتتمثل في دراسة تصميم اخر مقترح من طرفنا نحن .
و في الاخير نقوم بإجراء تحليل مقارنة للخيارين .

Résumé

L'objectif de ce projet est l'étude du renforcement d'un bâtiment à usage administrative implanté dans la ville de Boumerdes, suite à une expertise ayant révélé des insuffisances dans la résistance du béton mis en œuvre. Le renforcement sera réalisé par l'insertion de voiles de contreventement voiles solidaires des poteaux prenant, ainsi, en compte l'interaction poteau-voile.

Cette étude sera menée suivant deux variantes :

- Une première consistera en celle en cours de réalisation et dont la conception a été faite par le bureau d'étude.
- La deuxième variante concernera la proposition que nous avons élaborée

Nous procéderons, enfin, à une analyse comparative des deux variantes.

Abstract

The objective of this project is the study of the reinforcement of a building of use of dwelling established in the town of Boumerdes, following an expertise having revealed insufficiencies in the resistance of the concrete implemented. The reinforcement will be carried out by the insertion of veils of wind-bracing veils interdependent of the posts taking, thus, counts the interaction post-veil of it.

This study will be undertaken according to two alternatives:

- A first will consist of that under development and whose design was made by the research department.
- The second alternative will relate to the proposal which we worked out

We will proceed, finally, with a comparative analysis of the two alternatives.