



République Algérienne Démocratique et Populaire

*Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique*

Université Djilali Bounaama Khemis Miliana

Faculté des Sciences et de la Technologie Département de la Technologie

Filière : Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention d'un diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

Thème

**L'influence des paramètres dynamiques
sur la réponse d'une structure en BA en
utilisant le spectre de réponse RPA et
Keddara1**

Réalisé par :

- **BENMBAREK Abderrahmen**
- **KRAOUCHI seyyid-Ali**

Encadré par:

Dr BOUDINA Abdellah.

Promotion 2022-2023

remerciement

*Avant tout, nous tenons à remercier **ALLAH** le tout puissant pour nous avoir donné la force, la patience et le courage pour mener à terme ce travail.*

*Nous présentons notre sincère remerciement à notre promoteur **Mr. Boudina** pour avoir accepté de diriger ce travail, nous le remercions également pour son aide effective et dont les conseils nous ont été très précieux.*

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

A l'ensemble des professeurs et de l'encadrement de génie civil qui ont contribué à notre formation. A tous et toutes les personnes, par leurs encouragements et le temps qu'ils nous ont consacré et qui de près ou de loin ont contribué à la finalisation de ce mémoire

Dédicace

*Rien ne vaut que la reconnaissance des actes bien faits.
Tout d'abord, nous tenons à remercier **ALLAH** le tout puissant pour nous avoir donné la force, la patience et le courage d'exécuter terminez ce travail.*

*Nous présentons notre sincère remerciement à notre promoteur **Dr. Boudina** pour avoir accepté de diriger ce travail, nous le remercions également pour son aide effective et dont les conseils nous ont été très précieux.*

Les remerciements seraient incomplets sans Ceux que j'aime le plus au monde :

- Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, Mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis*
 - A Mon frère Abdellah et mes sœurs.*
 - A toute les membre de ma famille.*
 - A toutes personnes qui ont contribué de près ou de loin à ma réussite, spécialement mes chers amies Sid Ali, Imad, Abdelwahhab, Imad.*
- Et a tous mes enseignants de Génie civil*

A toute la promotion 2022/2023

BENMBAREK ABDERRAHMEN

Dédicace

*Rien ne vaut que la reconnaissance des actes bien faits.
Tout d'abord, nous tenons à remercier **ALLAH** le tout puissant pour nous avoir donné la force, la patience et le courage d'exécuter terminez ce travail.*

*Nous présentons notre sincère remerciement à notre promoteur **Dr. Boudina** pour avoir accepté de diriger ce travail, nous le remercions également pour son aide effective et dont les conseils nous ont été très précieux.*

Les remerciements seraient incomplets sans Ceux que j'aime le plus au monde :

- *Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, Mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis*
- *A Mon frère et mes sœurs.*
- *A toute les membre de ma famille.*
- *A toutes personnes qui ont contribué de près ou de loin à ma réussite, spécialement mes chers amies Abderrahmen, Abdelwahhab, Imad, Amine.
Et a tous mes enseignants de Génie civil*

A toute la promotion 2022/2023

KRAOUCHI SIYYED-ALI

ملخص

يستخدم طيف الاستجابة على نطاق واسع في التصميم الزلزالي للهياكل. توصي القواعد الحديثة بتضخيم التسارع من حيث المعاملات الزلزالية، والتي تأخذ في الاعتبار جيولوجيا الموقع وشدة الزلزال والمسافة لبناء أطياف التصميم، وكذلك لحساب القوى الزلزالية الجانبية.

في هذا السياق، ولتوضيح كيفية تصميم أطياف الاستجابة، وللإجابة على الأسئلة حول العوامل التي تتحكم في الاختلافات في الأطياف، نقترح بناء طيف حقيقي من التسجيلات التي تم التقاطها أثناء زلزال بومرداس، وبعد ذلك نجري دراسة مقارنة حول هيكل يتكون من طابق أرضي + ستة طوابق أخرى من أجل تحديد الفرق بين استخدام الأطياف التنظيمية والحقيقية.

الكلمات الرئيسية: خرسانة، تسليح، الحساب، ديناميكية، القواعد، طيف الإستجابة، زلزال بومرداس. 2003.

Abstract

The response spectrum is widely used in the seismic design of structures. Recent codes recommend acceleration amplifications in terms of seismic coefficients, which take into account the geology of the site, the intensity of the earthquake and the distance for the construction of design spectra, and also for the calculation of lateral seismic forces.

In this context, and to illustrate how response spectra are designed, and to answer questions about factors controlling variations in spectra, we propose to build a real spectrum from the recordings captured during the Boumerdès earthquake. Subsequently we conduct a comparative study on a structure of Ground floor + six other floors in order to quantify the difference between the use of regulatory and real spectra.

Words keys: concrete, reinforcement, calculation, dynamic, foundation, spectreum, boumerdes earthquake 2003.

Résumé

Le spectre de réponse est largement utilisé dans la conception sismique des structures. Des codes récents recommandent des amplifications d'accélération en termes de coefficients sismiques, qui tiennent compte de la géologie du site, de l'intensité du tremblement et de la distance pour la construction de spectres de conception, et aussi pour le calcul des forces sismiques latérales.

Dans ce contexte, et pour illustrer la manière dont les spectres de réponse sont conçus, et répondent aux questions concernant les facteurs contrôlant les variations dans les spectres, on propose de construire un spectre réel à partir des enregistrements captés lors du séisme de Boumerdès. Par la suite nous menons une étude comparative sur une structure de (R+6) afin de quantifier la différence entre l'utilisation des spectres réglementaires et réels.

Mots clés : béton, ferrailage, calcul, dynamique, fondation, spectre, séisme de boumerdès 2003.

Sommaire

Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des symboles	
Introduction.....	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	
I.1. Introduction.....	2
I.2. Caractéristiques de l'Ouvrage.....	2
I.3. Etude du sol.....	3
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	3
I.5. Hypothèses de calcul.....	8
Chapitre II : Pré-dimensionnement et descentes des charges	
II.1. Introduction	9
II.2. Pré dimensionnement de planchers	9
II.3. Evaluation des charges	11
II.3.1. Plancher terrasse.....	12
II.3.2 Plancher étage courant	13
II.3.3. Acrotère	14
II.3.4. Maçonnerie	14
II.3.5. Escalier	15
II.3.6. . Balcon	17
II.4. Pré dimensionnement des portiques	17
II.4.1. Pré dimensionnement des poutres	18
II.4.2. Pré dimensionnement des poteaux	19
II.5. Pré dimensionnement des voiles	23
II.6. Dalle machine.....	25
Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux	
III.1. Introduction	27
III.2. L'acrotère	27
III.3. Les escaliers	31
III.4. Etude De La Poutre Palière	37

III.5. Calcul des balcons	42
III.6. Plancher	45
III.7. Etude De La Dalle Machine	59
III.8. Plancher a dalle pleine	63

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

IV.1. Introduction	68
IV.2. Caractéristique dynamique.....	68
IV.3. Presentation du programme ETABS (Extended 3D Analysis of Building Systems)	69
IV.3.1. Modélisation	70
IV.3.2. Fonctions de l'ETABS	70
IV.3.3. Les différents types d'analyses disponibles dans l'ETABS	70
IV.3.4. Démarche de modélisation par ETABS.....	70
IV.4. Etude sismique	77
IV.4.1. Introduction	77
IV.4.2 Modélisation de masse	77
IV.4.3. Modélisation de rigidité	77
IV.4.4. Choix de la méthode de calcul.....	77
IV.4.5. Utilisation des spectres de réponse.....	79
IV.4.6. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	80
IV.4.7. Estimation de la période fondamentale de la structure (T).....	80
IV.4.8. Résultante des forces sismiques de calcul	84
IV.4.9. Vérifications exigées par le RPA 99/version 2003.....	83
IV.5. Interprétation des résultats	83
IV.5.1. Modèle initiale (Structure sans voiles).	83
IV.5.2. Modèle final	88
IV.6. Conclusion	96

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

V.1. Introduction	98
V.2. Ferrailage des poteaux	98
V.3. Ferrailage des poutres	107
V.4. Ferrailage des voiles	116

Chapitre VI : Etude des fondations

VI.1. Classification des fondations	130
VI.3. Etude préliminaire du choix de type de semelle	130
VI.3.1. Semelle isolée	130
VI.3.2. Semelles filantes	133
VI.3.3. Radier générale	134
VI.3.4. Ferrailage	139
VI.4. Voile périphérique	144
VI.5. Ferrailage de longrine	145
VI.6. Ferrailage des débords	147

Chapitre VII : Modélisation avec un spectre correspond à un enregistrement réel

VII.1. Introduction	149
VII.2. Notion de dynamique des structures.....	149
VII.2.1. Objective de dynamique des structures.....	149
VII.2.2. Degré de liberté dynamique.....	149
VII.2.3. Spectre de réponse	149
VII.2.4. Nature des structures.....	150
VII.2.5. Oscillations des structures	151
VII.2.6. Détermination des spectres de réponse.....	154
VII.2.7. Utilisation des spectres de réponse.....	155
VII.3. Construction des spectres de réponses.....	156
VII.3.1. Spectre de réponse RPA	156
VII.3.2. Spectre de réponse de site de Keddara1 lors de séisme de Boumerdés 2003.....	157
VII.3.3. Spectre de réponse RPA et Keddara1	158
VII.4. Présentation des résultats.....	158
VII.4.1. Déplacements inter-étage (RPA99 Art 5.10).	159
VII.4.2. Vérification de l'effet P-Delta (Art 5.9 RPA99).	160
VII.4.3. Les forces sismiques à la base	162
VII.4.4. Vérification de la stabilité au renversement	163
VII.5. Conclusion.....	164
Conclusion général.....	165

Références et Bibliographique

Les plans

Liste des figures**Chapitre I : Présentation de l'ouvrage**

Figure I.4. Dimensions en plan.....	2
Figure I.1. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.....	6
Figure I.2. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.....	6
Figure I.3. Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.....	7
Figure I.4. Dimensions en élévation	8

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descentes des charges

Figure II.1. Coupe planché à corps creux.....	9
Figure II.2. Dimension des poutrelles.....	10
Figure II.3. Coupe du plancher terrasse à corps creux.....	12
Figure II.4. Coupe du plancher courant à corps creux.....	13
Figure II.5. Coupe du plancher à dalle pleine.....	14
Figure II.6. Constituants d'un mur extérieur.....	14
Figure II.7. Dimension de l'acrotère.....	15
Figure II.8. Les éléments d'escalier.....	15
Figure II.9. Schéma statique de l'escalier.....	15
Figure II.10 Schéma de poutre.	18
Figure II.11. Coupe de voile en élévation.	24
Figure II.12. Coupe des voiles en plan	24
Figure II.13. Image de l'ascenseur	25
Figure II.14. Dimension de l'ascenseur	26

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Figure III.1. Coupe transversale de l'acrotère.....	27
Figure III.2. Schéma de ferrailage de l'Acrotère	31
Figure III.3. Schéma de l'escalier	32

Figure III.4. Schéma statique de l'escalier	32
Figure III.5. Schéma statique d'escalier a E.L.U	33
Figure III.6. Schéma statique d'escalier a E.L.S	33
Figure III.7. Diagrammes des efforts internes	33
Figure III.8. Ferrailage de l'escalier en travée et sur appuis	37
Figure III.9. Schéma statique de la poutre palière à E.L.U.....	39
Figure III.10. Schéma statique de la poutre palière à E.L.S	39
Figure III.11. Diagrammes des efforts internes à ELU et ELS.....	39
Figure III.12. Ferrailage de la poutre palière	41
Figure III.13. Schéma de ferrailage des escaliers et poutre palière	41
Figure III.14. Schéma des charges appliquées sur le balcon	43
Figure III.15. Diagramme des sollicitations.....	43
Figure III.16. Schéma de ferrailage des balcons	45
Figure III.17. Coupe du planché en corps creux et dimension de corps creux	46
Figure III.18. Poutrelles à une travée	49
Figure III.19. Poutrelles à trois travées	49
Figure III.20. Poutrelles à sept travées	50
Figure III.21. Disposition constructive des armatures de la table de compression	58
Figure III.22. Disposition constructive des armatures des poutrelles	58
Figure III.23. Dimension de l'ascenseur	59
Figure III.24. Ferrailage de la dalle machine.....	63
Figure III.25. Ferrailage de la dalle pleine	67
 Chapitre IV : Etude dynamique et sismique	
Figure IV.1. Choix de l'unité	71
Figure IV.2. Création des axes	71
Figure IV.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux	72
Figure IV.4. Définition des poutres, poteaux	72

Figure IV.5. Définition des voiles	73
Figure IV.6. Définition de charge	73
Figure IV.7. Spectre de repense	74
Figure IV.8. Combinaisons de charge	74
Figure IV.9. Système d'appuis	75
Figure IV.10. Définition de masse	75
Figure IV.11. Introduction des diaphragmes	76
Figure IV.12. Analyse	76
Figure IV.13. Spectre de réponse.....	79
Figure IV.14. Modèle initiale sans voiles	83
Figure IV.15. Modèle initial mode 1	84
Figure IV.16. Modèle initial mode 2	84
Figure IV.17. Modèle initial mode 3.....	85
Figure IV.18. Disposition final des voiles	88
Figure IV.19. Modèle final mode 1	89
Figure IV.20. Modèle final mode 2	89
Figure IV.21. Modèle final mode 3	90
Figure IV.22. Evaluation des effets du second ordre	93
Figure IV.23. Schéma du renversement	95

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

Figure V.1. Schéma de ferrailage des poteaux	105
Figure V.2. Ferrailage des Poutres principales	114
Figure V.3. Ferrailage des Poutres secondaires	114
Figure V.4. Vue en plan du voile plein en L	117
Figure V.5. Schéma de ferrailage de voile en L	120
Figure V.6. Vue en plan du voile plein en U.....	121
Figure V.7. Schéma de ferrailage du voile en forme U	123
Figure V.8. Ferrailage du noyau	125

Figure V.9. Ferrailage du linteau coupe A-A	129
Figure V.10. Ferrailage du linteau	129

Chapitre VI : Etude des fondations

Figure VI.1. Dimensions de la semelle isolée	131
Figure VI.2. Disposition des poteaux.....	131
Figure VI.3. Radier en béton armé	134
Figure VI.4. Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée	136
Figure VI.5. Contraintes sous radier.....	138
Figure VI.6. Ferrailage de nervure.....	143
Figure VI.7. Ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y	144
Figure VI.8. Coupe A-A ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y en travée	144
Figure VI.9. Coupe horizontale du ferrailage du voile périphérique	145
Figure VI.10. Ferrailage du voile périphérique	145
Figure VI.11. Ferrailage longrine	146
Figure VI.12. représentation du débord du radier	147

Chapitre VI : Modélisation avec un spectre correspond à un enregistrement réel

Figure VII.1. Accélération du sol et réponse de la structure	152
Figure VII.2. Réponses des structures	153
Figure VII.3. Oscillateur simple	153
Figure VII.4. Formulation d'un spectre de réponse de déplacement	157
Figure VII.5. Spectre de réponse RPA	159
Figure VII.6. enregistré réel sur site de Keddara1.....	159
Figure VII.7. Spectre de réponse de Keddara1	160
Figure VII.8. Spectre de réponse de Keddara1 multiplier par coefficient de ductilité α et..... spectre de réponse de RPA	160
Figure VII.9. Diagramme de spectre de réponse de Keddara1 sur ETABS	161
Figure VII.10. Déplacement inter étage dans le sens xx	161
Figure VII.11. Déplacement inter étage dans le sens yy.....	162
Figure VII.12. l'effet P-Delta sens 'xx' selon le spectre de RPA et Keddara1.....	163
Figure VII.13. l'effet P-Delta sens 'yy' selon le spectre de RPA et Keddara1	164
Figure VII.14. Les forces sismiques à la base.....	164
Figure VII.15. renversement selon le spectre de RPA et Keddara1.....	165

Liste des tableaux

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descentes des charges

Tableau II.1. Charges du plancher terrasse inaccessible	12
Tableau II.2. Charges du dalle pleine terrasse inaccessible	12
Tableau II.3. Charges du plancher courant (corps creux)	13
Tableau II.4. Charges des dalles pleines	13
Tableau II.5. Charges du mur double cloison	14
Tableau II.6. Charges permanentes de volée	16
Tableau II.7. Valeurs de différents chargements de Palier	17
Tableau II.8. Valeurs de différents chargements de la dalle	17
Tableau II.9. Les valeurs de différents chargements du garde-corps de 1ml	17
Tableau II.10. Dégression des surcharges.....	21
Tableau II.11. Surface des poteaux les plus sollicités	21
Tableau II.12. Charges permanente de Poteau central terrasse.....	22
Tableau II.13. Charges permanente de Poteau central étage courant.....	22
Tableau II.14. Surcharge d'exploitation de Poteau central.....	22
Tableau II.15. Choix des sections des poteaux centraux.....	22
Tableau II.16. Valeurs de différents chargements de la dalle machine.....	26

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.1. Les sollicitations appliquées sur l'acrotère.....	28
Tableau III.2. Ferrailage de l'acrotère.....	29
Tableau III.3. Evaluation et Combinaison des charges de l'escalier	32
Tableau III.4. Les moments fléchissant de l'escalier	34
Tableau III.5. Ferrailage de l'escalier	34
Tableau III.6. Vérification à l'E.L.S de l'escalier.....	36
Tableau III.7. Vérification de la flèche de l'escalier.....	37
Tableau III.8. Ferrailage de La poutre palière.....	39
Tableau III.9. Vérification à l'E.L.S de La poutre palière.....	40
Tableau III.10. Calcul des armatures transversales de La poutre palière.....	41
Tableau III.11. Ferrailage de balcon	44
Tableau III.12. Vérification à l'E.L.S de balcon	45
Tableau III.13. Combinaison des charges des planches	49

Liste des tableaux

Tableau III.14. Tableau récapitulatif des efforts à une travée	50
Tableau III.15. Tableau récapitulatif des efforts à trois travées	50
Tableau III.16. Tableau récapitulatif des efforts à sept travées	51
Tableau III.17. Tableau récapitulatif des efforts	51
Tableau III.18. Sections d'armatures en travée	52
Tableau III.19. Sections d'armatures en appuis	52
Tableau III.20. Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.....	54
Tableau III.21. Récapitulatif du calcul de la flèche	56
Tableau III.22. Sections d'armatures en travée sens xx	60
Tableau III.23. Sections d'armatures en travée sens yy	60
Tableau III.24. Sections d'armatures sur appuis	60
Tableau III.25. Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.	62
Tableau III.26. Sections d'armatures en travée sens xx	64
Tableau III.27. Sections d'armatures en travée sens yy	65
Tableau III.28. Sections d'armatures en appuis	65
Tableau III.29. Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.	66

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

Tableau IV.1. Facteur de qualité Q de la structure	82
Tableau IV.2. Paramètres sismiques	82
Tableau IV.3. Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial	84
Tableau IV.4. Vérification des périodes	85
Tableau IV.5. Pourcentage de participation massique	85
Tableau IV.6. Calcul de force sismique	86
Tableau IV.7. Vérification de la résultante de force sismique	86
Tableau IV.8. Vérification des déplacements inter-étages sens XX	87
Tableau IV.9. Vérification des déplacements inter-étages sens YY	87
Tableau IV.10. Périodes et facteurs de participation massique du modèle finale	88
Tableau IV.11. Center de masse du mode final.....	90
Tableau IV.12. Vérification des périodes	90
Tableau IV.13. Pourcentage de participation massique	91
Tableau IV.14. Calcul de la force sismique	91
Tableau IV.15. Vérification de la résultante des forces sismique de calcul	91

Liste des tableaux

Tableau IV.16. Vérification de la portance vis-à-vis l'effort vertical.....	92
Tableau IV.17. Vérification des déplacements inter-étages sens XX	92
Tableau IV.18. Vérification des déplacements inter-étages sens YY.....	92
Tableau IV.19. Vérification de l'effet P- Δ sens XX.....	94
Tableau IV.20. Vérification de l'effet P- Δ sens YY	94
Tableau IV.21. Vérifications des Sollicitations normales modèle final.....	95
Tableau IV.22. Vérification du renversement	96

Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

Tableau.V.1 Situation durable.....	97
Tableau.V.2 Situation accidentelle.....	97
Tableau V.3. Ferrailages des poteaux situation durable (N_{max} , M_{corr})	99
Tableau V.4. Ferrailages des poteaux situation durable (N_{corr} , $M2_{max}$).....	99
Tableau V.5. Ferrailages des poteaux situation durable (N_{corr} , $M3_{max}$).....	99
Tableau V.6. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N_{max} , M_{corr}).....	99
Tableau V.7. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N_{corr} , $M2_{max}$).....	100
Tableau V.8. Ferrailages des poteaux situation accidentel (N_{corr} , $M3_{max}$).....	100
Tableau V.9. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N_{max} , M_{corr}).....	100
Tableau V.10. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N_{corr} , $M2_{max}$).....	100
Tableau V.11. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N_{corr} , $M3_{max}$).....	100
Tableau V.12. Choix des armatures des poteaux	101
Tableau V.13. Vérification des contraintes pour les poteaux	101
Tableau V.14. Vérification des contraintes pour les poteaux	101
Tableau V.15. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	102
Tableau V.16. Espacements maximales selon RPA99.....	104
Tableau V.17. Choix des armatures transversales pour les poteaux	104
Tableau V.18. La longueur de recouvrement	105
Tableau V.19. Ferrailage des poutres principales (situation durable)	107
Tableau V.20. Ferrailage des poutres principale (situation accidentelle).	108
Tableau V.21. Ferrailage des poutres secondaire (situation durable)	108
Tableau V.22. Ferrailage des poutres secondaire (situation accidentelle)	109
Tableau V.23. Choix des armatures pour les poutres principales	109
Tableau V.24. Choix des armatures pour les poutres secondaires	110

Liste des tableaux

Tableau V.25. Vérification de la condition de non fragilité	110
Tableau V.26. Vérification des poutres principale à l'ELS	111
Tableau V.27. Vérification des poutres principale à l'ELS	111
Tableau V.28. Vérification des poutres secondaire à l'ELS	112
Tableau V.29. Vérification de la contrainte de cisaillement	113
Tableau V.30. Calcul des armatures transversales	113
Tableau V.31. Vérification de la flèche pour les poutres	114
Tableau V.32. Vérification de la flèche	114
Tableau V.33. La longueur de recouvrement	114
Tableau V.34. Caractéristique des voiles du sens xx et calcule des contrainte	124
Tableau V.34. Effort et sections d'armature dans les voiles.....	124
Tableau V.36. Choix d'armature des voiles.....	124
Tableau V.37. Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles	124
Tableau V.38. Caractéristique du noyau et calcule des contraintes.....	125
Tableau V.39. Effort et sections d'armature du noyau	125
Tableau V.40. Choix d'armature des voiles	125

Chapitre VI : Etude des foundations

Tableau VI.1. Dimension des semelles isolées	132
Tableau VI.2. Sections des semelles filantes sens XX	133
Tableau VI.3. Sections des semelles filantes sens YY	134
Tableau VI.4. Contraintes sous le radier à l'ELU	139
Tableau VI.5. Contraintes sous le radier à l'ELS	139
Tableau VI.6. Les efforts sollicitant le radier	140
Tableau VI.7. Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier	140
Tableau VI.8. Vérification des contraintes	140
Tableau VI.9. Vérification des contraintes	140
Tableau VI.10. Les efforts sollicitant les nervures	141
Tableau VI.11. Ferrailage des nervures	141
Tableau VI.12. Vérification des contraintes	141
Tableau VI.13. Vérification des contraintes	141
Tableau VI.14. Espacement des armatures transversales	142
Tableau VI.15. Choix des armatures transversales	142

Liste des tableaux

Tableau VI.16. Les efforts sollicitant le débord	147
Tableau VI.17. Ferrailage du débord	147
Tableau VI.18. Vérifications des contraintes du béton et d'acier	148

Chapitre VII : Modélisation avec un spectre correspond à un enregistrement réel

Tableau VII.1. Déplacement inter-étage dans le sens 'xx' selon le spectre de RPA et keddara1...	159
Tableau VII.2. Déplacement inter-étage dans le sens 'yy' selon le spectre de RPA et keddara1...	160
Tableau VII.3. Vérification de l'effet P-Delta sens 'xx' selon le spectre de RPA et keddara1.....	161
Tableau VII.4. Vérification de l'effet P-Delta sens 'yy' selon le spectre de RPA et keddara1.....	161
Tableau VII.5. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul Selon le spectre de RPA et keddara1	162
Tableau VII.6. Vérifications au renversement selon le spectre de RPA et keddara1	163

Liste des symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
 ω : Angle de frottement.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- C_d : Coefficient dynamique.
- R : Force résultante.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L. U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.

Liste des symboles

- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

Introduction générale

Introduction générale

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

La conception du projet génie civil repose sur trois aspects :

- ❖ **La structure doit être sécurisée** : Toute personne exige d'être en sécurité dans la structure qu'elle occupe. Que celle-ci ne présente pas de risque d'effondrement (**sécurité conforme**).
- ❖ La structure doit pouvoir répondre aux besoins pour lesquelles elle a été conçue et ceci pour toute sa durée de vie (**durabilité conforme**).
- ❖ la structure doit être économique, ce que soit du point de vue cout de construction ou de maintenance dans le temps concernant les conditions de sécurité (**économique conforme**).

Pour satisfaire aux exigences énoncent ci-dessus, il est nécessaire de sélectionner correctement les matériaux, de déterminer les détails de conception, de dimensionnement et de construction appropriés et de spécifier les procédures de contrôle appropriées au projet à l'étude pendant les phases de conception, de construction et de construction. Pour cela, les normes et réglementations en vigueur propres à chaque pays doivent être respectées.

Les concepteurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au domaine de Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

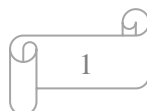
Dans le cadre de ce projet, nous travaillons sur une comparaison entre les résultats donnés par les deux spectres suivants :

- ➔ Le spectre de RPA99 version 2003.
- ➔ Spectre générer à partir d'un enregistrement sismique réel d'un site bien défini.

Nous avons procédé une étude comparative entre les résultats obtenus par le spectre de règlement et avec celui de spectre d'un séisme réel (station du Keddara 1, séisme de Boumerdès 2003).

Le travail est constitué de sept chapitres après une introduction générale :

- ❖ Présentation d'ouvrage.
- ❖ Le pré dimensionnement et descente des charges.
- ❖ Le calcul des éléments secondaires.
- ❖ L'étude dynamique et sismique.
- ❖ Le calcul des éléments principaux.
- ❖ L'étude des fondations.
- ❖ Modélisation avec un spectre correspond à un enregistrement réel.



Chapitre I :
Présentation de l'ouvrage

I. Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment (RDC+6) à usage d'habitation, il sera implanté à **Ain defla** qui est classée comme zone d'une sismicité moyenne (**Zone IIb**) selon le classement des zones établi par le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 /version 2003**). Dans le cadre de cette étude, nous avons utilisé le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS 9.7.0** pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour dimensionner les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le **CBA93** et le **RPA99/version2003**.

I.2. Caractéristiques de l'Ouvrage

I.2.1. Caractéristiques géométriques

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de dimensions suivantes :

- Hauteur des étages courants 3.06m.
- Hauteur du rez -de chaussée3.06m.
- Hauteur totale du bâtiment 23.92m.
- Hauteur de l'acrotère0.6 m.
- Longueur totale du bâtiment en plan 27.40 m.
- Largeur totale du bâtiment en plan 24.6 m.

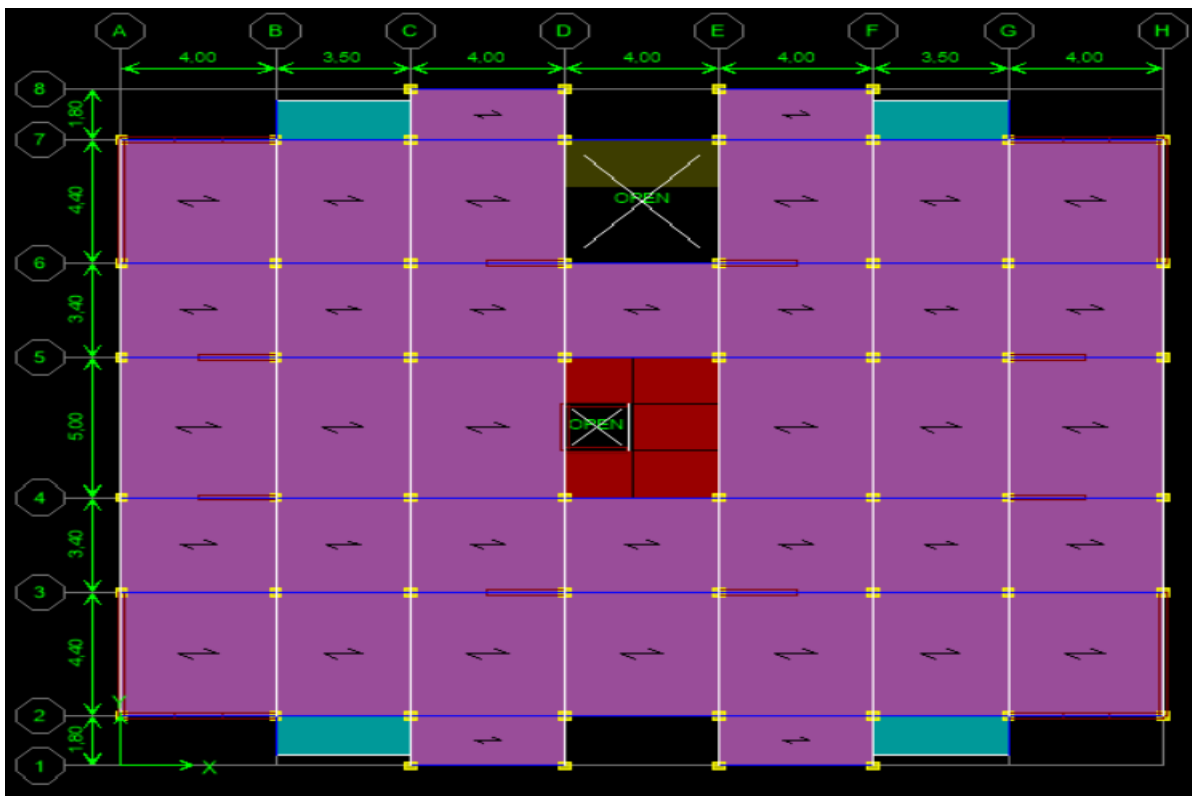


Figure. I.1. Dimensions en plan.

I.2.2. Ossature

Le bâtiment est constitué par des portiques en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens, D'après (**RPA 99 version 2003**) le système de contreventement du bâtiment est un système de « contreventement par voiles porteurs » (type 2).

I.2.3. Classification du bâtiment

Selon le (**RPA99 modifié en 2003**) le groupe d'usage de notre ouvrage est de type courant ou d'importance moyenne puisqu'il n'est pas classé dans le groupe 1a, 1b ou 3 et sa hauteur est inférieure à 48 m donc cet ouvrage est classé dans en groupe d'usage 2.

I.2.4. Plancher

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Le bâtiment comporte deux types de planchers :

- Plancher en corps creux pour les panneaux réguliers.
- Plancher en dalle pleine pour les panneaux irréguliers.

I.2.5. Escalier

La structure comporte un seul type d'escalier droit à une volée et un ou deux paliers, les escaliers sont coulés sur place.

I.2.6. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi en briques (10cm et 15cm d'épaisseur). séparée par une âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur.

I.3. Etude du sol

- Le site est considéré comme un site ferme classé S2 par le **RPA 99 (version 2003)**
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bar}$

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être respecter aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé **BAEL91[1]** et tous les règlements applicables en Algérie (**RPA 99 version 2003[2]** et **CBA93[3]**).

I.4.1. Béton

a. Composition du béton ordinaire :

Le béton est un matériau utilisé pour construire de nombreux type d'ouvrages dans les domaines du bâtiment des travaux publics et de l'hydraulique, il est constitué par le mélange du ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau, et dans certains cas d'adjuvants.

une composition courante a titre d'exemple pour 1m de béton ordinaire est :

- 350 Kg de ciment
- 400 l de sable $D_s \leq 5 \text{ mm}$
- 800 l de gravillon $5\text{mm} \leq D_g \leq 25 \text{ mm}$
- 175 l d'eau de gâchage.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certaines caractéristiques à savoir :

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum
3. une bonne tenue dans le temps.

b. Résistance du béton :

b.1. Résistance du béton à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à « J » jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de $200,96 \text{ cm}^2$ de section et de 32 cm de hauteur.

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}$$

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Pour notre étude on a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

b.2. Résistance du béton à la traction :

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion

La résistance à la traction est notée par « f_{ij} », elle est définie par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa})$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \text{ on trouve } f_{ij} = 2,1 \text{ MPa}$$

c. Module de déformation longitudinale :

Ce module est connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinale », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

c.1. Module d'élasticité instantané « E_{ij} » :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \xi$) d'un test de courte durée ; il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel [6].

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}; E_{ij} : \text{en MPa})$$

c.2. Module d'élasticité différé « E_{vj} » :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \zeta$) d'un test de longue durée ; il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire.

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$$

Pour notre cas : $f_{cj} = f_{c28} = 25MPa \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,20MPa \\ E_{vj} = 10818,86MPa \end{cases}$

d. Coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Coefficient de Poisson :
$$\nu = \frac{\Delta l / l}{\Delta L / L}$$

Avec

- $\Delta l / l$: allongement relatif de la section transversale.
- $\Delta L / L$: allongement relatif de la section longitudinale.

- **E.L.U :** $\nu = 0$ calcul des sollicitations (béton fissuré)
- **E.L.S :** $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré)

e. Poids volumique :

$$\rho = 25 \text{ kN/m}^3$$

f. Les contraintes limites de calcul :

f.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU):

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

Tel que :

- $\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires..... $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$

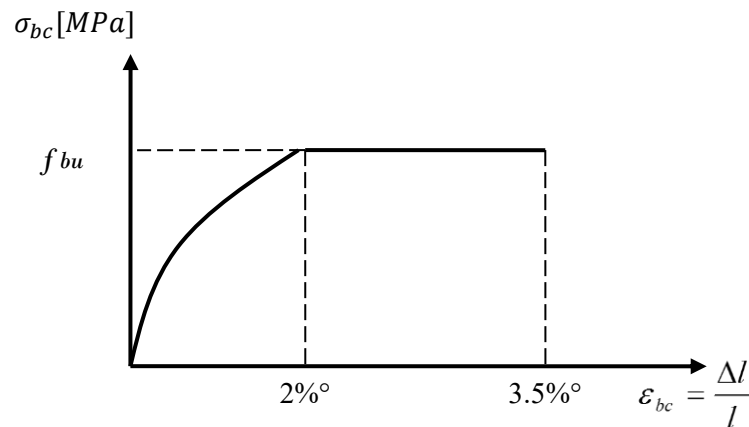


Figure I.2. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU

f.2. Contraintes limites à l'état limite de service (ELS) :

L'état limite de service est un état de chargement au-delà du quel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

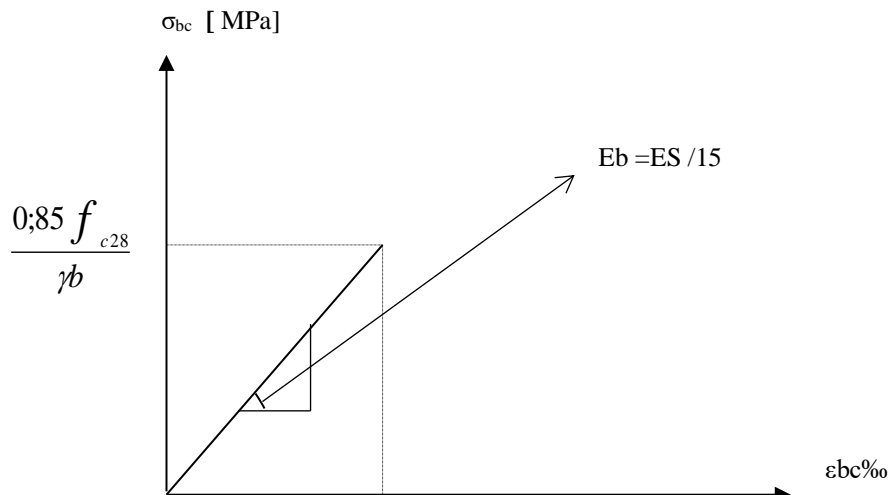


Figure I.3. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

I.4.2. Aciers

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Ronds lisses (R.L) : *FeE24*
- Barres à haute adhérences (HA) : *FeE400*
- Treillis soudés (TS) : *TLE52* $\varnothing = 6 \text{ mm}$ pour les dalles.

a. Les limites élastiques :

- Les ronds lisses (R.L): $FeE24 (f_e=235 MPa)$
- Barres à haute adhérence (HA) : $f_e = 400 MPa$.
- Treillis soudés (TS) : $f_e = 520 MPa$.

b. Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier à :

$$E_s = 2,1.10^5 MPa$$

c. Les contraintes limites de calcul :

c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU) :

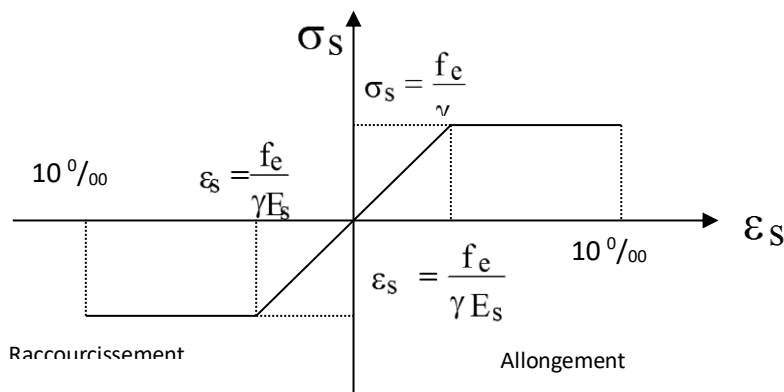


Figure I.4. Diagramme contraintes déformations

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :

f_e : Contrainte limite élastique.

ζ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \zeta_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\zeta_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier. : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

Pour les aciers $FeE400$ on a : $\zeta_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2,1.10^5} = 1,74\text{‰}$

c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (ELS):

1. Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
2. Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3f_e ; 150\eta)$ (MPa)
3. Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (1/2f_e ; 110\eta)$ (MPa)

Avec

η : coefficient de fissuration.

$\eta=1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta=1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

d. Le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté " n " est le rapport de : $\frac{E_s}{E_b} = 15$

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

I.5. Hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée " σ_s " et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ est égale

à :

- ◆ Rond lisse $\begin{cases} \sigma_s = 204,34MPa & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 235MPa & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$
- ◆ Haute adhérence $\begin{cases} \sigma_s = 348MPa & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400MPa & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$

- Allongement de rupture : $\zeta_s = 10\%$.

Chapitre II :
Pré-dimensionnement et descentes des charges

II. Pré-dimensionnement et descente des charges

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil. En utilisant les règlements **RPA99/ version2003** et **B.A.E.L 91**.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales** : Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.
- **Sollicitations horizontales** : Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques

II.2. Pré dimensionnement de planchers

On adopte pour notre projet un plancher à corps creux, et un plancher en dalle plane

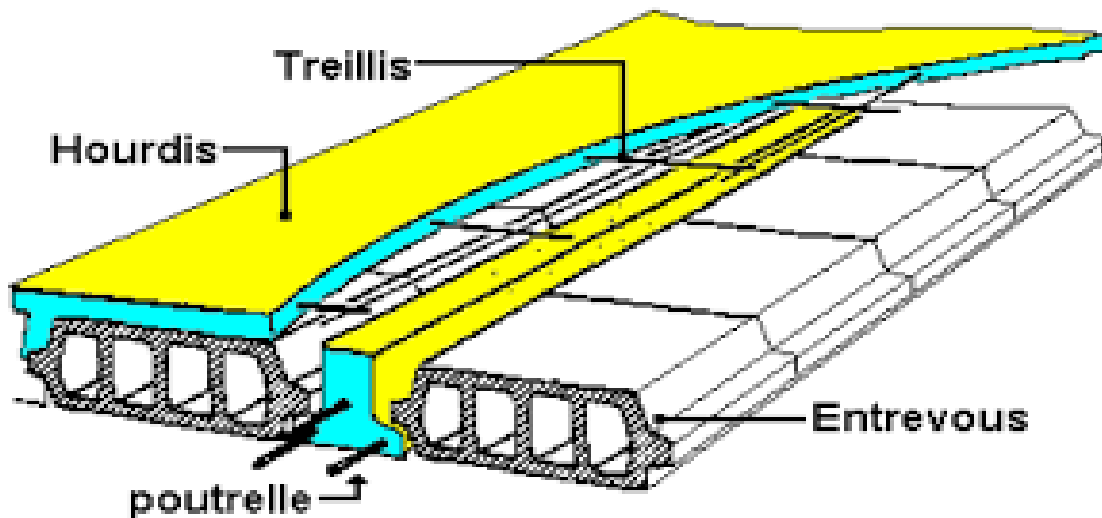


Figure II.1. Coupe plancher à corps creux.

II.2.1. Plancher à corps creux

Les planchers sont constitués des poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec dalle de compression mince en béton armé

a) L'épaisseur du plancher

Pour le pré dimensionnement de l'épaisseur du plancher on utilise la formule empirique suivante :

$$\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

e : Epaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L : La poutrelle la plus longue entre nus d'appuis axe (6 :C:D)

$$L_{\max} = 4.00 - 0.3 = 3.70m \Rightarrow$$

$$\frac{370}{25} \leq e \leq \frac{370}{20} \Rightarrow 14.80cm \leq e \leq 18.5cm$$

On prend : $e=20cm$ on a (16+4) cm pour les étages d'habitation.

• On adopte un plancher d'une épaisseur

- $d=16$ cm (hauteur de corps creux),
- $e=20$ cm (épaisseur de dalle de compression).

a) Les poutrelles

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

• Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

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

• Dimensionnement des poutrelles

La section transversale de la poutrelle assimilée à une section en « T »

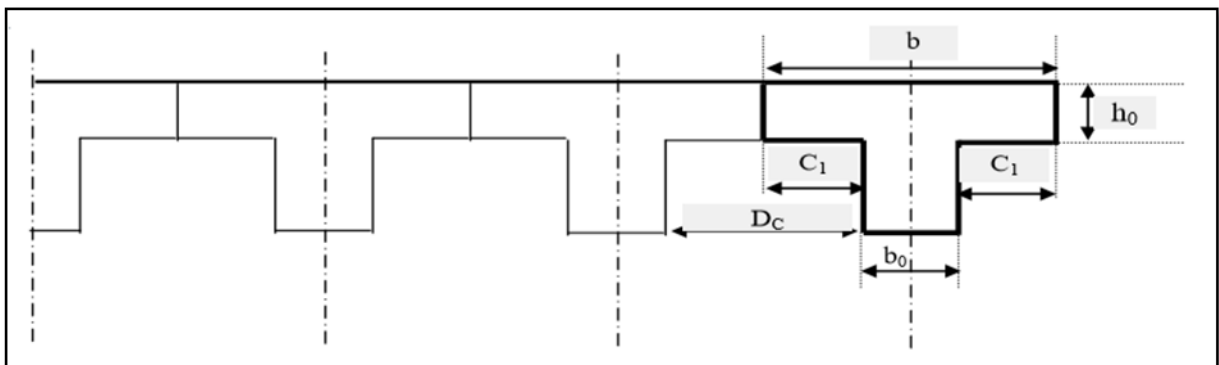


Figure. II.2. Dimension des poutrelles.

- L'épaisseur du corps creux : $d = 16cm$.
 - Epaisseur de la dalle de compression : $h_0 = h_t - d = 20 - 16 = 4cm$
 - La largeur de la poutrelle : $b = b_0 + 2 c_1$ avec : $b_0 = 12$ cm
- Le corps Creux utilisé pour ce plancher : $DC = 53$ cm

$$\bullet C_1 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{Dc}{2} = 26.5cm \\ \frac{L}{10} = \frac{370}{10} = 37cm \\ (6;8)h_0 = 24 \text{ à } 32cm \end{array} \right.$$

On prend : $C_1 = 26,5$ cm

D'où $b = 65$ cm

II.2.2. Dalles pleines

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, murs maçonneries) ou ponctuels (poteaux). Le pré dimensionnement des dalles dépend souvent des conditions d'utilisation que doit être des conditions de résistance. Ainsi, il est d'usage de prendre en compte les valeurs suivantes :

a) Résistance à la flexion

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur deux appuis : $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x/50 \leq e \leq L_x/40$

Avec :

e : l'épaisseur de la dalle.

L_x : la petite portée de la dalle axe (S:D:E) .

L_y : la grande portée de la dalle axe (E:4:5) .

L_x=370cm et L_y=470cm

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{370}{470} = 0.787 > 0.4 \Rightarrow \frac{L}{50} \leq e_3 \leq \frac{L}{40} \Rightarrow \frac{370}{50} \leq e_3 \leq \frac{370}{40} \Rightarrow 7.4cm \leq e_3 \leq 9.25cm$$

b) Résistance au feu

e = 7cm pour une heure de coup de feu.

e = 11cm pour deux heures de coup de feu.

On prend e₂=11cm.

c) Isolation phonique

Le confort acoustique exige une épaisseur minimale de 15 cm

On prend e₁=15cm.

Donc : e=max (e₁.e₂.e₃) =15cm

II.3. Evaluation des charges

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage selon de document technique DTR-B.C.2.2. Notre bâtiment est contenu les types de planchers suivants :

- plancher terrasse inaccessible en corps creux (16+4) cm
- plancher étage en corps creux (16+4) cm
- plancher en dalle pleine.

II.3.1. Plancher terrasse

1) Plancher en corps creux

Tableau II.1. Charges du plancher terrasse inaccessible.

	Composants	Epaisseur(m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.04	20	0.80
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.12	22	2.64
4	Polistaire (isolant)	0,04	4	0,16
5	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.85
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge Permanente G				G=6,77
Charge d'exploitation Q				Q=1,0

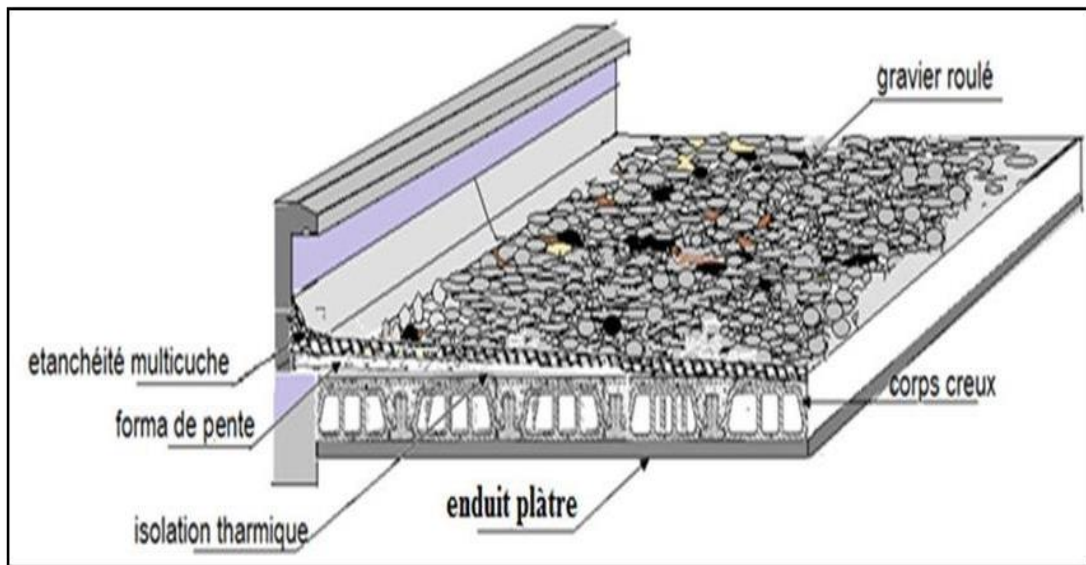


Figure II.3. Coupe du plancher terrasse à corps creux

2) Plancher en dalle pleine

Tableau II.2. Charges du dalle pleine terrasse inaccessible

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.04	20	0.80
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.12	22	2.64
4	Polistaire (isolant)	0,04	4	0,16
5	Dalle pleins	0.15	25	3.75
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge Permanente G				G=7,67
Charge d'exploitation Q				Q=1,0

II.3.2. Plancher étage courant

1) Plancher en corps creux

Tableau II.3. Charges du plancher courant (corps creux).

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.85
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison de distribution	0.10	9	0.9
Charge Permanente G				G=5,29
Charge d'exploitation Q				Q=1.50

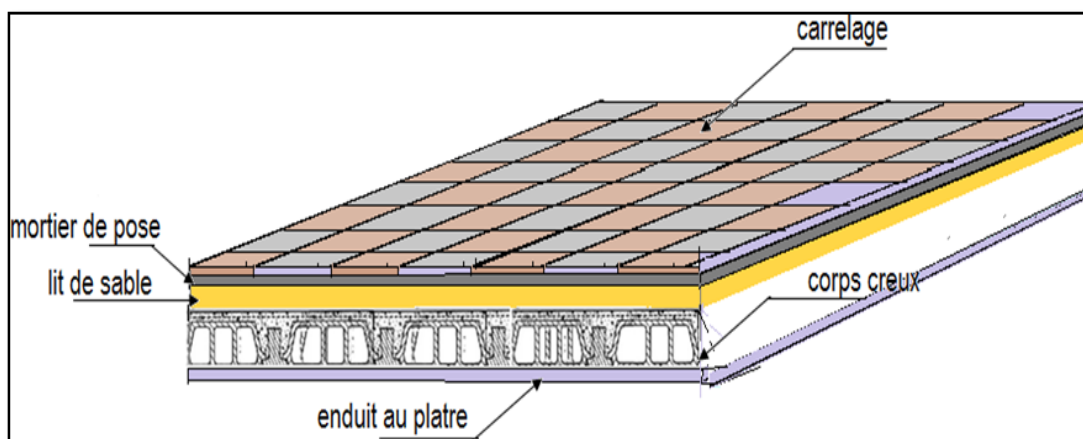


Figure II.4. Coupe du plancher courant à corps creux

2) Plancher en dalle pleine

Tableau II.4. Charges des dalles pleines

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				G=5,45
Charge d'exploitation Q				Q=1,5

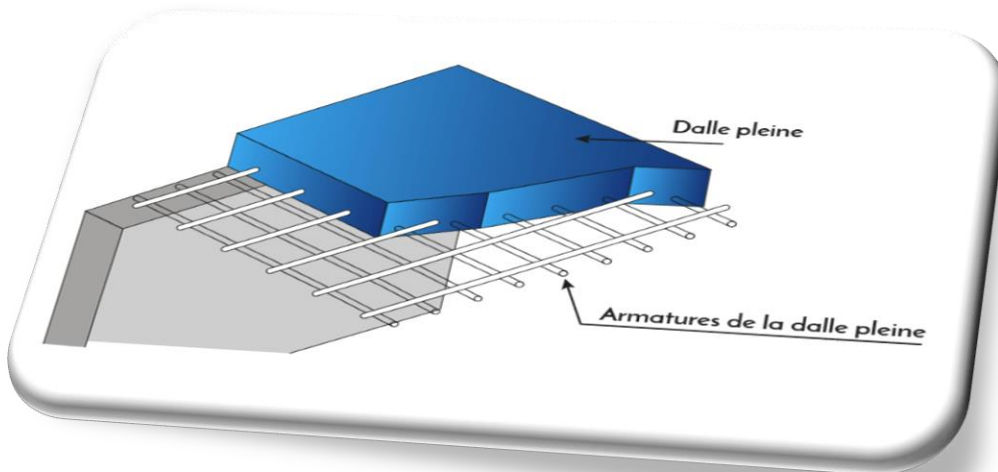


Figure II.5. Coupe du plancher à dalle pleine.

II.3.3. Acrotère

1) Charges permanentes

Poids propre :

$$G1 = 25 \times S$$

S : surface latérale de l'acrotère.

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,10) + (0,03 \times 0,10) / 2 = 0,069 \text{ m}^2$$

$$G1 = 0,069 \times 25 = 1,73 \text{ kN/ml.}$$

Enduit en ciment (2cm) :

$$G2 = 18 \times 0,02 \times P$$

P : périmètre de la section de l'acrotère

$$P = 1,47 \text{ m}$$

$$G2 = 18 \times 0,02 \times 1,58 = 0,52 \text{ kN/ml.}$$

Charges permanentes → **G = 2,25 kN/ml**

2) Charges d'exploitation → **Q = 1 kN/ml**

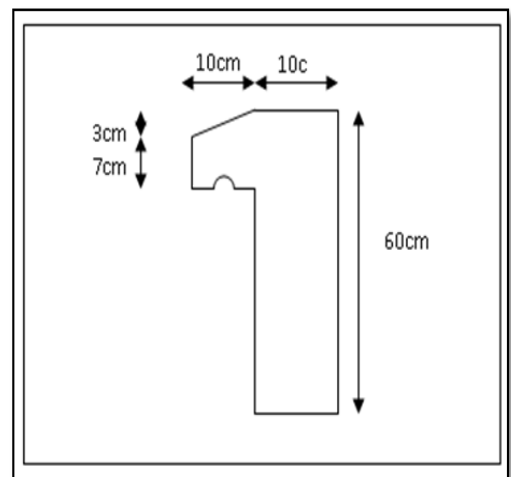


Figure II.6. Acrotère.

II.3.4. Maçonnerie

Murs extérieurs (doubles cloisons)

Tableau II.5. Charges du mur double cloison.

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	L'ame d'aire	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.15	9	1.35
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				2.81

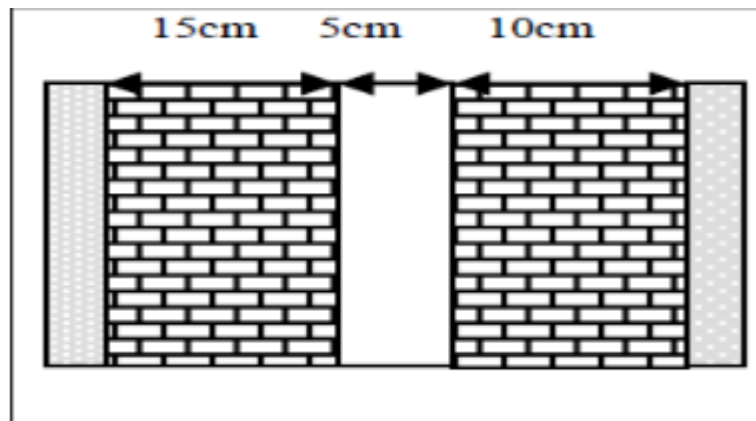


Figure II.7. Murs extérieurs.

II.3.5. Escaliers

L'escalier sert à desservir les différents niveaux qu'il relie, en toute sécurité, être capable de supporter les charges qui lui seront appliquées, assurer la stabilité et résister aux diverses contraintes auxquelles il peut être soumis lors de son usage (durabilité).

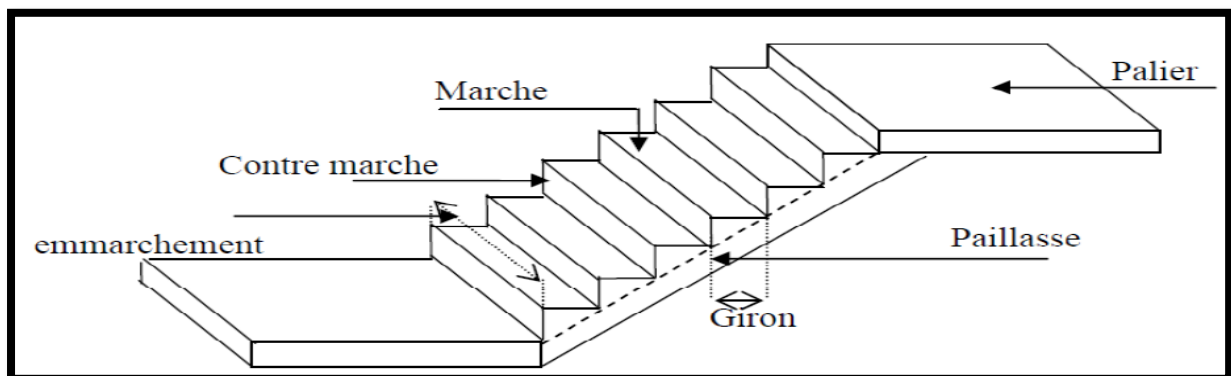


Figure II.8. Le schéma d'escalier.

Hauteur : $H_e=3,06$ m.

- **Détermination de nombre de marche et contre marche**

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

On a : $59 < 2h+g < 64$ et $16\text{cm} < h < 18\text{ cm}$ et $27\text{cm} < g < 32\text{cm}$

$H=H_e/2$ et $h=H/n$ et $g=L/n-1$

En remplace h et g dans la formule de blondel $64n^2 - (64+2H+L) n + 2H=0$

$n=9$ contre marche

$n-1= 8$ marches

$h=153/9 =17$

$h=17\text{cm}$

$g= 240/8=30\text{cm}$

$g=30\text{cm}$

$$\begin{cases} 59 \leq g + 2h \leq 64 \\ 16 \leq h \leq 18 \\ 27 \leq g \leq 33 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 59 \leq 64 \leq 64 \\ h = 17 \\ g = 30 \end{cases} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- L'inclinaison de la paillasse

$$\text{tg} \alpha = \frac{153}{240} \Rightarrow \alpha = 32.5^\circ, \text{ Alors :}$$

- La longueur de paillasse est égale à : $l = \sqrt{L^2 + H^2} \Rightarrow l = 2.85\text{m}$

II.3.5.1. Volée

La volée de l'escalier est assimilée à une dalle simplement appuyée des deux côtés. L'épaisseur de la paillasse est comprise entre :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{370}{50} \leq e_3 \leq \frac{370}{40} \Rightarrow 7.4\text{cm} \leq e_3 \leq 9.25\text{cm}$$

Avec : $L = l + 1.7 \quad L = 4.55\text{m}$

$$\Rightarrow \frac{455}{30} \leq e_p \leq \frac{455}{20} \Rightarrow 15.16 \leq e_3 \leq 22.75$$

On prend $e_p = 17\text{cm}$

Schéma de l'escalier Volée

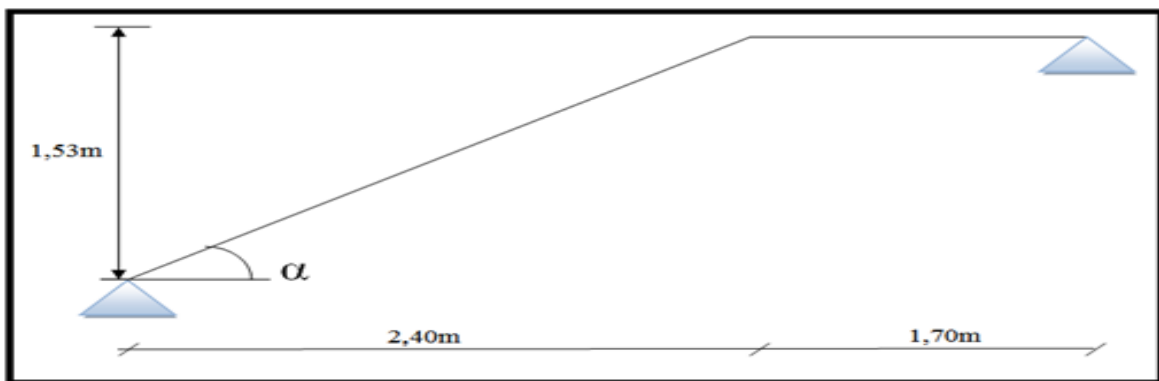


Figure II.9. Schéma statique de l'escalier.

➤ Charges permanentes et d'exploitation

➤ Tableau II.6. Charges permanentes de volée.

Chargement	Poids Volumique (kN / m3)	Surface pour(m ²)	La charge (kN / ml)
Poids propre de volée : e=17cm	25	$1 \times 0,17 / \cos 32.5^\circ$	5,04
Poids propre du contre marche : e=17cm	25	$1 \times 0,17 / 2$	2,13
Carrelage horizontal : e= 2cm)	22	$0,02 \times 1$	0,44
Mortier de pose horizontal (e = 2cm)	20	$0,02 \times 1$	0,40
Carrelage vertical (e =2cm)	22	$0,02 \times 1$	0,44
Mortier de pose vertical (e = 2cm)	20	$0,02 \times 1$	0,40
Enduit en ciment (e =2cm)	18	$0,02 \times 1$	0,36
Poids du garde-corps	/	/	0,60
Charge permanente G			G=9.81
Charge d'exploitation Q			Q=2,5

II.3.5.2. Palier

Tableau II.7. Valeurs de différents chargements de Palier

Chargement	Poids volumique (kN / m ³)	Surface pour (m ²)	La charge (kN / ml)
Poids propre du palier (e=17cm)	25	0,17×1	4,25
Carrelage (e= 2cm)	22	0,02×1	0,44
Mortier de pose (e = 2cm)	20	0,02×1	0,40
Enduit en ciment (e =2cm)	18	0,02×1	0,36
Charge permanente G			G=5.45
Charge d'exploitation Q			Q=2,5

II.3.6. Balcon

On général le balcon est constitué d'une dalle pleine. L'épaisseur de la dalle pleine de balcon selon les règles usuel de pré dimensionnement est conditionnée par :

- $e \geq L/10 = 14\text{cm}$ avec $L=1,4\text{m}$

On prend : **e = 15 cm.**

II.3.6.1. La dalle

Tableau II.8. Valeurs de différents chargements de la dalle

Chargement	Poids volumique (kN / m ³)	Épaisseur (m)	La charge (kN / m ²)
Poids propre de la dalle (e=15cm)	25	0.15	3,75
Carrelage (e=2cm)	22	0.02	0,44
Mortier de pose (e=2cm)	20	0.02	0,40
Enduit en plâtre (e=2cm)	10	0.02	0,20
Lit de sable	18	0.03	0,54
Charge permanente G			G=5,33
Charge d'exploitation Q			Q=3,50

II.3.6.2. Mur de balcon

Tableau II.9. Les valeurs de différents chargements du garde-corps de 1ml.

Chargement	Poids volumique (kN / m ³)	Surface pour (m ²)	La charge (kN / m)
Brique creuse (e=10cm)	9	0.10	0.9
Enduit en ciment (e=2×2cm)	18	0.04	0.72
Charge permanente G			G=1.62

II.4. Pré dimensionnement des portiques

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (Poteaux, Poutres) soient prés dimensionnés de telles manières à reprendre toutes les sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges.
- Sollicitations horizontales concernant le séisme.

Le pré dimensionnement de la structure est calculé conformément aux règles

B.A.E.L91 et RPA99 version 2003.

II.4.1. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé des sections rectangulaires, et sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers.

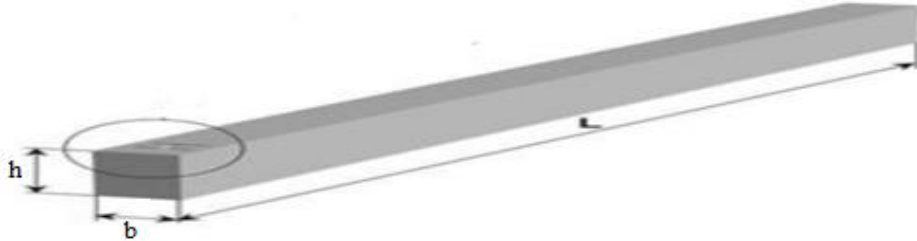


Figure II.10. Schéma de poutre.

a. Poutres principales (sens yy)

- D'après le « BAEL 91 modifié 99 »

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

$$* 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h : La hauteur de la section.

b : La largeur de la section.

- Détermination de la hauteur « h »

On a : *L* = 5,00m axe (E : 4:5)

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 33cm \leq h \leq 50cm$$

On prend : *h* = 40cm

- Détermination de la largeur « b »

$$h = 40cm : 0,3h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 12cm \leq b \leq 32cm$$

On prend : *b* = 30cm

- Vérification selon le « RPA 99 version 2003 »

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \Rightarrow b = 30cm > 20cm \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h \geq 30cm \Rightarrow h = 40cm > 30cm \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,33 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

b. Poutres secondaires (sens xx)

- D'après le « BAEL 91 modifié 99 »

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

$$* 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

- Détermination de la hauteur « h »

On a : $L=4,0m$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 26.67cm \leq h \leq 40cm$$

On prend : $h=35cm$

- Détermination de la largeur « b »

$$h = 35cm : 0,3h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 10.5cm \leq b \leq 28cm$$

On prend : $b=30cm$

- Vérification selon le « RPA 99 version 2003 »

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \Rightarrow b = 30cm \geq 20cm \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h \geq 30cm \Rightarrow h = 35cm > 30cm \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,17 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

- Conclusion

- Poutres principales ($b \times h$) = $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires ($b \times h$) = $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

II.4.2. Pré dimensionnement des poteaux

D'après l'article B.8.4.1 du CBA93, l'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

- γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que
 - $\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire.
 - $\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que.
 - $\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire.
 - $\gamma_s = 1$ situation accidentelle.

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré
 Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau
 α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 100 \end{array} \right.$$

λ : L'élanement du poteau considéré (pour les poteaux carrés il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$.

B : aire totale de la section du poteau

A_s : section d'acier minimale.

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici on prend $f_{c28} = 25$ MPa)

f_e : contrainte limite élastique des aciers (Ici on prend $f_e = 400$ MPa)

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périmétrique tel que :

Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) \text{ m}^2$

On tire de l'équation (1) la valeur de B_r .

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]}$$

* Selon le « **BAEL 91 modifié 99 article A.8.1.2** »

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 0,1\%$

Alors :

$B_r = 0,066 N_u$ avec : $N_u = 1,35G + 1,5Q$

$B_r = (a - 0,02) (b - 0,02)$; On a : $a = b \Rightarrow B_r = (a - 0,02)^2$

Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$
 Donnée par « **DTR BC.2.2 charges permanentes**

et charges d'exploitation article 6.3 »

Avec :

n : nombre d'étage.

Q_0 : la structure d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau II.10. Dégression des surcharges.

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge
T	Q0	$\Sigma 0=Q0$	1
P02	Q1	$\Sigma 1=Q0+Q1$	2.5
P03	Q2	$\Sigma 2=Q0+0,95(Q1+Q2)$	3.85
P04	Q3	$\Sigma 3=Q0+0,9(Q1+Q2+Q3)$	5.05
P05	Q4	$\Sigma 4=Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)$	6.1
P06	Q5	$\Sigma 5=Q0+0,8(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)$	7
RDC	Q6	$\Sigma 6=Q0+0,75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)$	7.75

II.4.2.1. Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau

Le Poteau le plus sollicité

1. Poteau central axe (E :5) :

La surface du plancher revenant au poteau **central** le plus sollicité est :

$$S_{Total}=16.8m^2$$

$$S_{Poteaux}=0.16m^2$$

$$S_{Poutre}=2.2m^2$$

$$S_{Dalle}=4.3m^2$$

$$S_{Corps creux}=10.13m^2$$

2. Poteau de rive axe (A :5) :

La surface du plancher revenant au poteau de **rive** le plus sollicité est :

$$S_{Total}=9.24m^2$$

$$S_{Poteaux}=0.16m^2$$

$$S_{Poutre}=1.68m^2$$

$$S=7.4m^2$$

3. Poteau d'angle axe (A :7):

La surface du plancher revenant au poteau de **d'angle** le plus sollicité est :

$$S_{Total}=5.28m^2$$

$$S_{Poteaux}=0.16m^2$$

$$S_{Poutre}=1.14m^2$$

$$S=3.98m$$

On présente les surfaces offertes des poteaux les plus sollicités dans les tableaux ci-après :

Tableau II.11. Surface des poteaux les plus sollicités.

Surface offerte (m2)		
Poteau central	Poteau de rive	Poteau d'angle
16.8	9.24	5.28

Détermination des charges

1. Charges permanente :

Tableau II.12. Charges permanente de Poteau central terrasse.

Niveau 1 (T)	Poids plancher terrasse	$G_{PT}=6,78 \times 10,13=69.70\text{kN}$
	Poids dalle pleine terrasse	$G_{DT}=7,67 \times 4,3=32.98\text{kN}$
	Poids des poutres principales	$G_{PP}=0,40 \times 0,30 \times 3,8 \times 25=11.40\text{kN}$
	Poids des poutres secondaires	$G_{PNP}=0,35 \times 0,30 \times 3,6 \times 25=9.45\text{kN}$
	Poids du poteau	$G_P=0,40 \times 0,40 \times 25 \times 3.06=12.24\text{kN}$
		G=134.54kN

Tableau II.13. Charges permanente de Poteau central étage courant.

Niveau 2, 3, 4, 5, 6, RDC	Poids plancher courant	$G_{PC}=5,29 \times 10,13=53.58\text{kN}$
	Poids dalle pleine courant	$G_{DC}=5,45 \times 4,3=23.43\text{kN}$
	Poids des poutres principales	$G_{PP}=0,40 \times 0,30 \times 3,8 \times 25=11.40\text{kN}$
	Poids des poutres secondaires	$G_{PNP}=0,35 \times 0,30 \times 3,6 \times 25=9.45\text{kN}$
	Poids du poteau	$G_P=0,40 \times 0,40 \times 25 \times 3.06=12.24\text{kN}$
		G=110.03kN

2. Charges d'exploitations :

Tableau II.14. Surcharge d'exploitation de Poteau central

Niveaux	Q (kN/m ²)	NQ (kN)
N1	1	16.80
N2	2.5	42
N3	3.85	64.08
N4	5.05	84.84
N5	6.1	102.48
N6	7	109.20
RDC	7.75	121.80

La descente des charges verticales et choix des sections des poteaux

Tableau II.15. Choix des sections des poteaux centraux

NIV	G (kN)	N _G (kN)	N _Q (kN)	N _U (kN)	B _r (cm ²)	a (cm)	RPA (cm ²)	Choix (cm ²)	N _s (kN)	σ _{ser}
PT	134,54	134,54	16,80	206,83	136,51	13,68	30×30	30×30	151,34	1,46
P02	110,03	244,58	42,00	393,18	259,50	18,11	30×30	30×30	286,58	2,77
P03	110,03	354,61	64,68	575,74	379,99	21,49	30×30	30×30	419,29	4,05

P04	110,03	464,64	84,84	754,53	497,99	24,32	30×30	35×35	549,48	3,90
P05	110,03	574,68	102,48	929,54	613,49	26,77	30×30	35×35	677,16	4,81
P06	110,03	684,71	109,20	1088,16	718,19	28,80	30×30	40×40	793,91	4,31
RDC	110,03	794,75	121,80	1255,61	828,70	30,79	30×30	40×40	916,55	4,98

II.5. Pré dimensionnement des voiles

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7 de **RPA99 modifié en 2003**. Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les actions horizontales : effet de séisme.
- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges d'exploitations

D'après le **RPA99 modifié en 2003** article 7.7.1 le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes : ($L \geq 4e$).

Dans le cas contraire, ses éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile. e : épaisseur du voile. h_e : hauteur d'étage libre

h_e : $h - \min(h_p ; h_s)$.

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la Figure (II.15 et II 16).

c.à.d. Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article (7.7.1 de **RPA99 modifié en 2003**).

À partir de la hauteur libre d'étage h_e et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux : $e_v \geq \max(h_e / 25; 15\text{cm})$.
- Pour les voiles avec un seul about sur des poteaux : $e_v \geq \max(h_e / 22; 15\text{cm})$.
- Pour les voiles avec abouts libres : $e_v \geq \max(h_e / 20; 15\text{cm})$.

$$h_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq h_e / 25 = 10.64 \text{ cm} \\ e \geq h_e / 22 = 12.09 \text{ cm} \\ e \geq h_e / 20 = 13.3 \text{ cm} \\ e \geq \max \left\{ e_{\min}; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20} \right\} \\ e \geq \max \{ 15; 10.64; 12.09; 13.3 \} \\ e \geq 15 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

on adopte que : **e=20cm.**

L'épaisseur calculée est plus importante que celle exigée par le règlement en vigueur. Il nous reste à vérifier si l'épaisseur vérifie la condition de la longueur citée au début du paragraphe :

- Sens transversal : $L_{\text{Min}} = 100 \text{ cm} > 80 \text{ cm.}$ (Vérifié)
- Sens longitudinal : $L_{\text{Min}} = 100 \text{ cm} > 4 e = 80 \text{ cm}$ (vérifié)

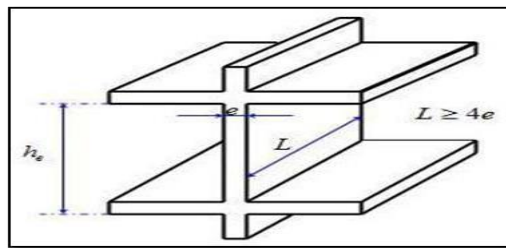


Figure II.11. Coupe de voile en élévation.

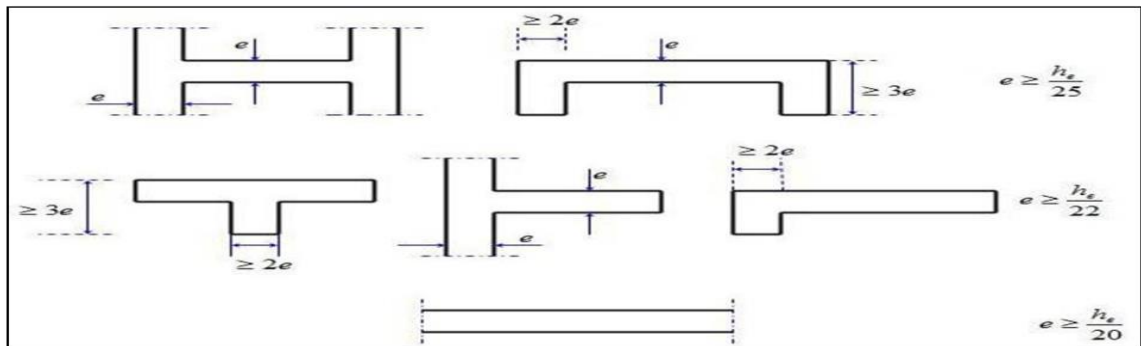


Figure II.12. Coupe des voiles en plan.

II.6. Dalle machine

II.6.1. Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.



Figure II.13. Image de l'ascenseur.

II.6.2. Pré dimensionnement

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

-Classification : ascenseur de **classe I** (pour les bâtiments à usage d'habitation), **Groupe 1** de type 400 (charge nominale 400 kg)

-Capacité : 400 kg (5 personnes)

Nous avons deux conditions à vérifier :

a. Résistance à la flexion

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40} \Rightarrow \frac{160}{50} \leq e \leq \frac{160}{40} \Rightarrow 3.2cm \leq e \leq 4cm$$

b. Condition de l'E.N.A

L'entreprise nationale des ascenseurs (**E.N.A**) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25cm$

On prend : $e=25cm$

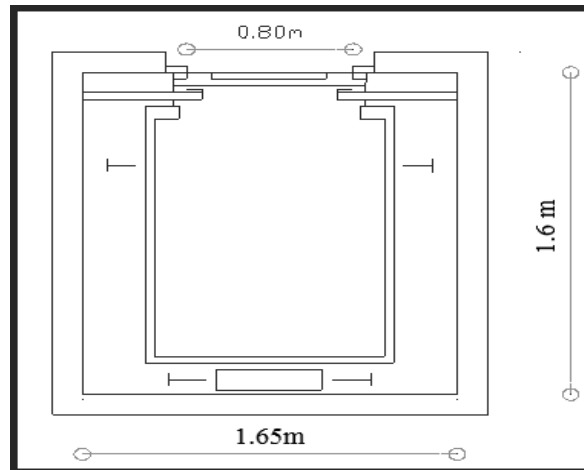


Figure II.14. Dimension de l'ascenseur.

c. Evaluation des charges

Tableau II.16. Valeurs de différents chargements de la dalle machine.

Chargement	Poids volumique (kN / m ³)	épaisseur (m)	La charge (kN / m ²)
Poids propre de la dalle	25	0,25	6,25
Poids de la machine supportée	-	-	50
Charge permanente G			G=56,25
Charge d'exploitation Q			Q=1,0

Chapitre III :
Calcul des éléments non structuraux

III. Calcul des éléments non structuraux

III.1. Introduction

Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, les planchers, l'acrotère et enfin le balcon dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant :

- le règlement « **BAEL91** »
- le règlement parasismique Algérien « **RPA99 version 2003** ».

III.2. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé exposé aux intempéries, dont la réalisation est nécessaire pour des raisons de sécurité et d'étanchéité des terrasses inaccessibles, il est assimilé à une console encastree au plancher terrasse.

Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1 m linéaire de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100\text{cm}$; Hauteur $H=60\text{cm}$; Epaisseur $e=10\text{cm}$.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS en flexion composée pour une bande de 1 m linéaire.

Schéma statique :

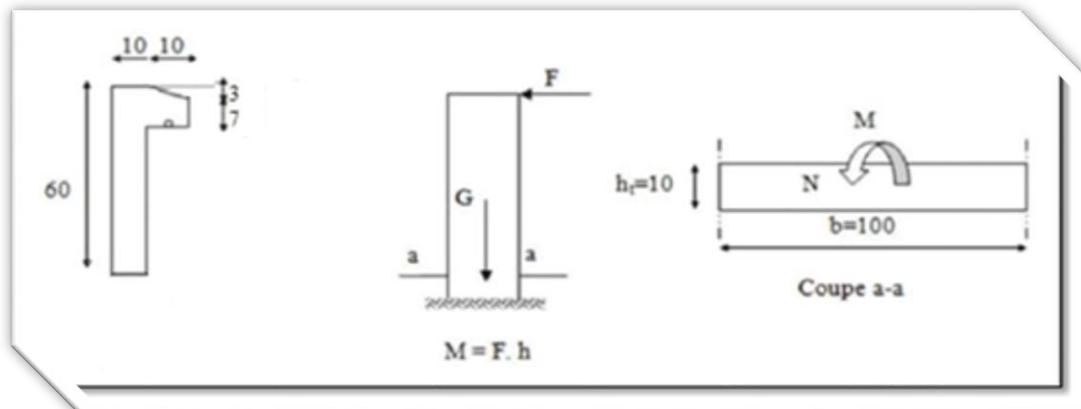


Figure III.1. Coupe transversale de l'acrotère.

III.2.1. Evaluation des charges

1. Charges permanentes :

D'après le chapitre 2 on a : $G=2,25\text{kN/ml}$

2. Charge d'exploitation : $Q_m=1,00\text{kN/ml}$ (main courante).
3. Des forces horizontales (F_p)

D'après le **RPA99 modifié en 2003 (Article 6.2.3)**, les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4.A.CP. W_P$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du RPA suivant la zone sismique (zone IIb) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe2) :

$$A = 0.20$$

C_P : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 dans le tableau (6.1)

$$C_P = 0,80 \text{ (élément en console)}$$

W_P : poids de l'acrotère $W_P = G = 2.25 \text{ kN/ml}$

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0.20 \times 0.8 \times 2.25 \rightarrow F_p = 1.44 \text{ kN/ml}$$

$$Q = \max(Q_m ; F_p) \rightarrow Q = \max(1 ; 1.44) \rightarrow Q = 1.44 \text{ kN/ml}$$

III.2.2. Calcul des sollicitations

Pour une bande de 1m de largeur : le tableau suivant regroupe tous les efforts qui agissent sur l'acrotère.

Tableau III.1. Les sollicitations appliquées sur l'acrotère.

	ELU	ELS
Effort normal	$N_u = 1.35 \times G = 3.04 \text{ kN}$	$N_{ser} = 2.25 \text{ kN}$
Effort tranchant	$T_u = 1.5 \times Q = 2.16 \text{ kN/ml}$	$T_{ser} = 1.16 \text{ kN/m}$
Moment fléchissant	$M_u = 1.5 \times Q \times H = 1.3 \text{ kN.ml}$	$M_{ser} = 0.86 \text{ kN.ml}$

III.2.3. Ferrailage

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire avec :

$h = 10 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 8 \text{ cm}$, $c' = c = 2 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$,
 $f_e = 400 \text{ MPa}$.

• Calcul des armatures à L'E.L. U

III.2.3.1. Calcul de l'excentricité

$$e = e_0 + e_2 + e_a$$

Avec :

- e_0 : Excentricité de 1^{er} ordre : $e_0 = \frac{M_u}{N_u}$
- e_a : Excentricité accidentelle : $e_a = \max [2 \text{ cm} ; H/250 \text{ cm}]$
- e_2 : Excentricité de 2^{eme} ordre due au flambement : $e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha.\psi)$

α : Rapport de moment de 1^{er} ordre dû aux charges permanentes $\{\alpha=0\}$;

ψ : Rapport de la déformation finale due au fluage $\{\psi = 2\}$.

1. Excentricité de 1^{er} ordre

$$e_0 = M_u / N_u = 1.62 / 3.04 = 0.427 \text{ m}$$

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; H/250 \text{ cm}] = \max [2 \text{ cm} ; 0.24 \text{ cm}] = 2 \text{ cm}$$

2. Excentricité de 2^{ème} ordre

$$e_2 = \frac{3 \times (2 \times 60)^2}{10^4 \times 10} (2 + 0 \times 2) = 0.86 \text{ cm}$$

Donc : $e = 53.3 + 2 + 0.86 = 56.16 \text{ cm}$

$$e = 56.16 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \Rightarrow$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

III.2.3.2. Calcul d'armature le moment fictif

$$M_f = N_u \cdot e_A$$

e_A : la distance entre centre de pression et la fibre le plus tendu

$$e_A = e_0 + (d - h/2) = 53.3 + (8 - 10/2) = 56.3 \text{ cm}$$

$$M_f = 3.04 \times 0.563 = 1.712 \text{ kN.m}$$

$$A_s = A_{sf} - N / \sigma_s$$

Tableau III.2. Ferrailage de l'acrotère.

M_f (KN.m)	μ	$\mu < \mu_{lu}$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_{sf} (cm ²)	A_s (cm ²)	Choix	A_s (cm ²)
1.712	0.019	oui	0	0.024	7.92	0.563	0.476	4T8	2.01

III.2.4. Vérification

Il faut Vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 9 \text{ cm}$$

$$A_s^{min} \geq \text{Max} \left\{ 1 \text{ cm}^2 ; 0.96 \text{ cm}^2 \right\} = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

On prend $A_s = 4\text{T8}$ avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Les armatures de répartitions

Sont calculées par : $A_r \geq \frac{A_s}{4}$

Soit $A_r = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$

$$A_r = 4\text{T8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement. $S_t = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}$

III.2.4.1. Vérification à l'E.L. S

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.86}{2.25} = 38cm$$

On a : $e_0 = 38cm > \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3cm \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 41cm \Rightarrow C = -33cm \quad (C < 0)$$

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** », on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n=15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c-c') \frac{A_s}{b} + 6n(d-c) \frac{A_s}{b} = -5536,146 \\ q = -2c^3 - 6n(c-c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d-c)^2 \frac{A_s}{b} = 150645,566 \end{array} \right. \text{ et}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -2,443 \times 10^9$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,95 \Rightarrow \varphi = 161,81^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,92$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -85,44cm$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 50,58cm$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 34,86cm$$

La solution qui convient est : $y_c = 50.58cm$

Car : $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 50.58 - 43 = 7.58cm < 8cm$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 7,58cm \\ y_c = 50,58cm \end{cases}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 14522,636cm^4 \quad ; \quad n=15$$

III.2.4.2. Vérification des contraintes

a. Contrainte du béton

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,25 \cdot 10^3 \times 50,58 \times 10}{14522,636 \times 10^4} \right) \times 7,58 \times 10 = 0,6 MPa < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots C.V$$

b. Contraintes de l'acier

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 201,63 MPa \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 0,5 MPa < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots C.V$$

$$\sigma'_s = 6,5 MPa < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots C.V$$

Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1 f_{c28}; 4 MPa\} = 2,5 MPa$$

$$\tau_u = \frac{2,16 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,027 MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots C.V$$

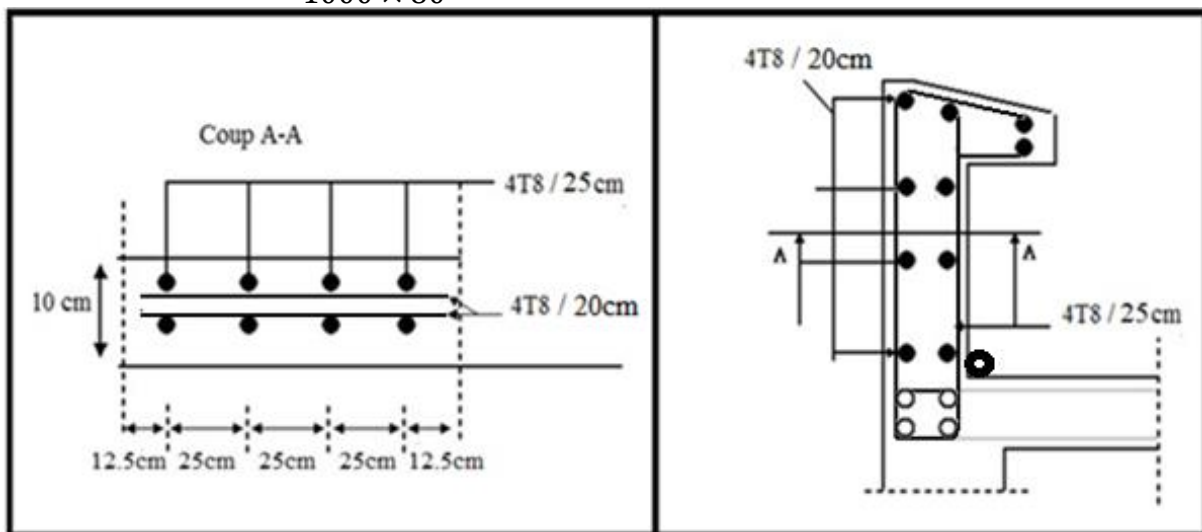


Figure III.2. Schéma de ferrailage de l'Acrotère.

III.3. Les escaliers

III.3.1. Introduction

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient. Dans notre projet l'escalier à étudier comporte deux volets symétriques donc on va étudier uniquement la volée 1 et les résultats obtenus vont être appliqués sur l'autre volée.

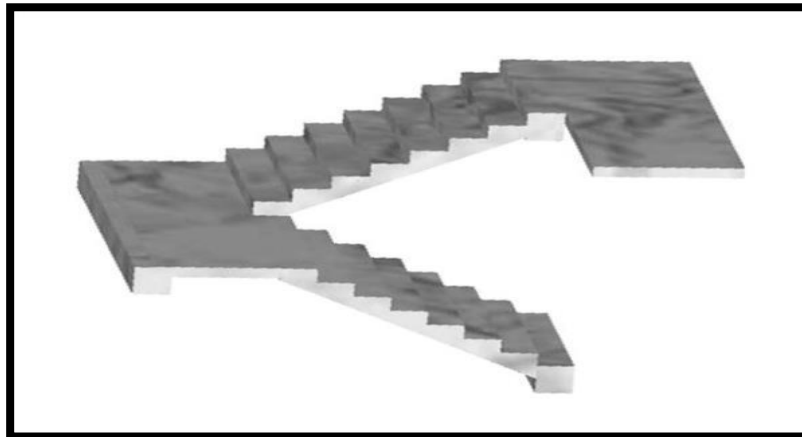


Figure III.3. Schéma de l'escalier.

III.3.2. Caractéristiques techniques d'escalier :

D'après chapitre 02 on a :

- Hauteur d'étage : $H_e=3.06$ m
- Hauteur de la volée : $H= 1.53$ m
- Hauteur du contre marche : $h=17$ cm
- Giron : $g=30$ cm
- L'inclinaison de la paillasse : $\alpha = 32.5^\circ$
- L'épaisseur de la paillasse : $e_p=17$ cm

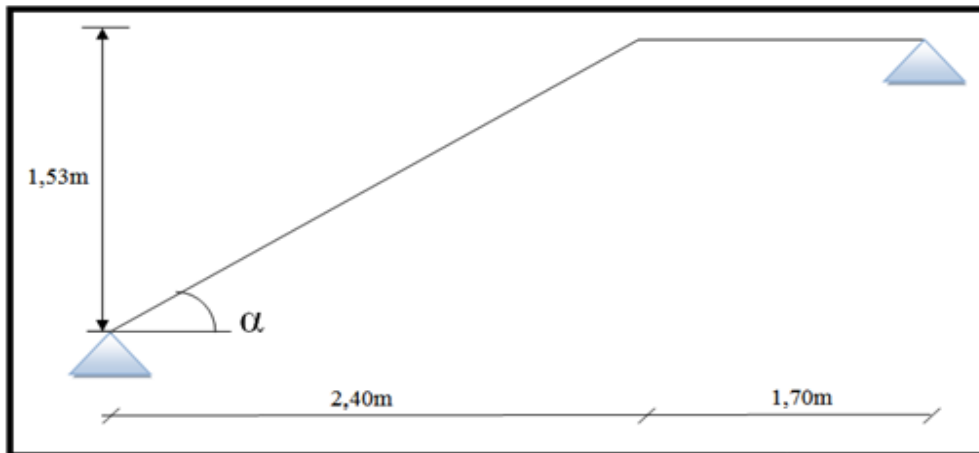


Figure III.4. Schéma statique de l'escalier.

III.3.3. Evaluation et Combinaison Des Charges

E.L.U :

$$q_{u1}=1,35G_1+1,5Q_1$$

$$q_{u2}=1,35G_2+1,5Q_2$$

E.L.S :

$$q_{ser1}=G_1+Q_1$$

$$q_{ser2}=G_2+Q_2$$

Tableau. III.3. Evaluation et Combinaison des charges de l'escalier.

	G (kN /m ²)	Q (kN /m ²)	qu (kN /m ²)	qser (kN /m ²)
Palier	5.45	2.5	11.11	7.95
Volée	9.81	2.5	17	12.31

Schéma statique ELU :

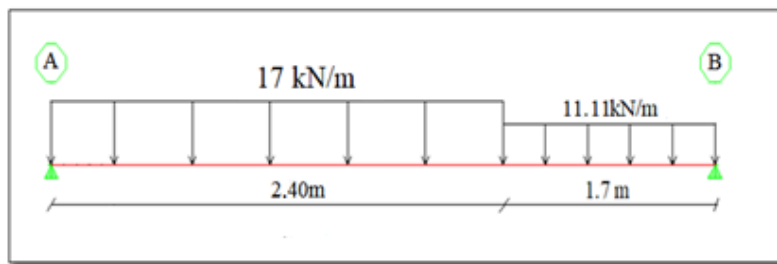


Figure III.5. Schéma statique d'escalier à l'ELU.

Schéma statique ELS :

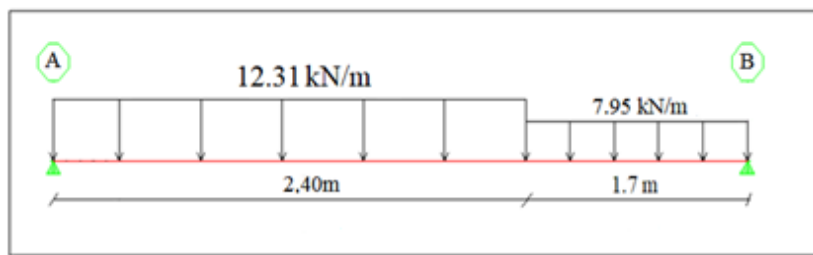


Figure III.6. Schéma statique d'escalier à l'ELS.

III.3.4. Diagramme Des Efforts Internes

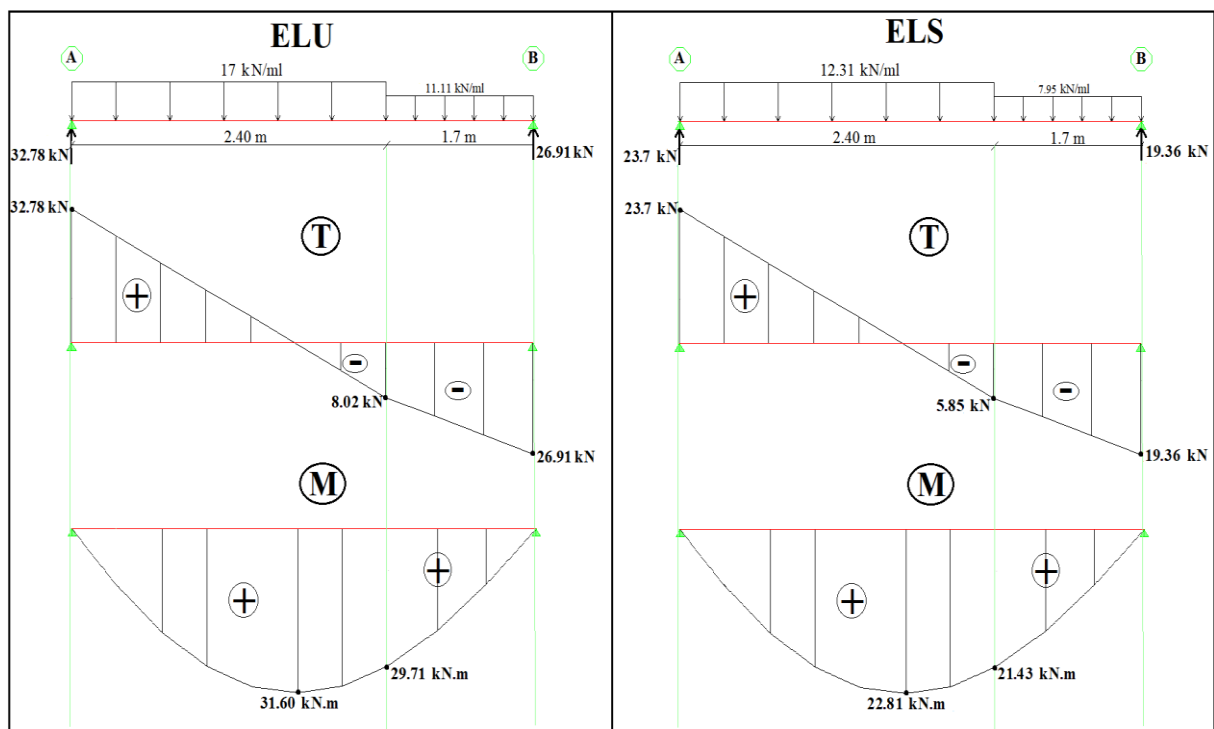


Figure III.7. Diagrammes des efforts internes.

Pour avoir le diagramme des moments fléchissant avec la prise en considération de la continuité on calcule les moments majorés :

Aux appuis : $0.4 \times M_{\max}$

En travée : $0.8 \times M_{\max}$

Tableau III.4. Les moments fléchissant de l'escalier

	M ₀ (kN.m)	M _t (kN.m)	M _a (kN.m)
ELU	31.60	25.28	12.64
ELS	22.81	18.25	9.12

III.3.5. Calcul Des Armatures

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b×h)

Tel que :b=100cm ; h=17cm

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur,

$f_{c28} = 25MPa$; $f_{bc} = 14,17MPa$; $f_{t28} = 2,10MPa$; $\gamma_b = 1,5$; $d = 0,9h = 15,3cm$;

$\gamma_s = 1,15$; $f_e = 400MPa$; $\sigma_s = 348MPa$

Tableau III.5. Ferrailage de l'escalier

	M _u (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A' _s (cm ²)	α	Z (cm)	A _s ^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} / ml (cm ²)
Travée	25,28	0,076	Oui	0	0,099	14,7	4,942	5T12	5,65
Appuis	12,64	0,038	Oui	0	0,048	15	2,422	4T12	4,52

Espacement :

➤ En travée : $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$

On prend : $esp = 20cm$

➤ Sur appui : $esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$

On prend : $esp = 25cm$

Armature de répartition :

➤ En travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,42cm^2/ml \leq A_r \leq 2,83cm^2/ml$

Le choix est de 6T8=3,02cm² avec S_t=15cm

➤ Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,13cm^2/ml \leq A_r \leq 2,26cm^2/ml$

Le choix est de 4T8=2,01cm² avec S_t=25cm

III.3.6. Vérifications

a. Condition de non fragilité

$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,85cm^2$

En travée : $A_s = 5,65cm^2 > A_s^{min} = 1,85cm^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 4,52cm^2 > A_s^{min} = 1,85cm^2$ vérifiée

a. Effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = \frac{32,78 \times 10^3}{1000 \times 153} = 0,214 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction,

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction,

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 32,78 \cdot 10^3 - \frac{12,64 \cdot 10^6}{0,9 \times 153} = -59,014 \text{KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction,

➤ **Vérification des armatures transversales**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = 0,214 \text{MPa} < 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

b. Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

c.1. Vérification des contraintes du béton :

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A_s' (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \text{ Avec :}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \times \frac{A_s}{b}; E = 2 \cdot D \cdot d$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Avec :

$$n = 15; c' = 2 \text{cm}; d = 15,3 \text{cm}; b = 100 \text{cm}; A_s' = 0$$

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; 15\eta\right) = 240MPa \end{cases}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.6. Vérification à l'E.L. S de l'escalier.

	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	σ _s (MPa)	σ _s ≤ σ̄ _s
Travée	18,25	5,65	4,32	12904,867	6,11	Vérifiée	232,92	Vérifiée
Appui	9,12	4,52	3,93	10788,251	3,32	Vérifiée	144,21	Vérifiée

c.2. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = 0,041 \geq 0,0625 \Rightarrow \text{non vérifiée} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 3,693 \times 10^{-3} \leq 0,0105 \Rightarrow \text{vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,041 \leq 0,08 \Rightarrow \text{non vérifiée} \end{cases}$$

Une condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : Δf_T = f_v - f_i ≤ f̄ [1],

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L(cm)}{500} \end{cases} ; \quad L=4,1 < 5m$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I₀ :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictifs,}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{aligned} \lambda_i &= \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v &= \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{aligned} \right. ; \left\{ \begin{aligned} \delta &= \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu &= 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s &= \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{aligned} \right.$$

$E_i=32164,20MPa ; E_v=10818,86MPa$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.7. Vérification de la flèche de l’escalier.

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
18,25	5,65	0,004	211,12	5,69	2,27	0,296	44860,507	18399,455	26817,887

Donc : $\left. \begin{aligned} f_i &= 0,52cm \\ f_v &= 1,06cm \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,54cm$
 $\bar{f} = 0,82cm$

$\Rightarrow \Delta f_T = 0,54cm < \bar{f} = 0,82cm \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

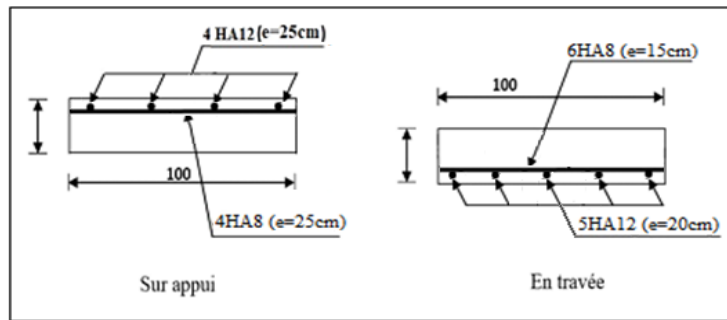


Figure III.8. Ferrailage de l’escalier en travée et sur appuis.

III.4. Etude De La Poutre Palière

Le calcul se fait en flexion simple pour une poutre simplement appuyée et uniformément chargée, les charges sont :

- Son poids propre.
- Réaction provenant du palier.

III.4.1. Pré dimensionnement

- D’après le « BAEL 91 modifié 99 »

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

$* 0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h: La hauteur de la section.

b: La largeur de la section.

➤ **Détermination de la hauteur "h"**

On a : L=3,60m

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 24cm \leq h \leq 36cm$$

On prend : h=35cm

➤ **Détermination de la largeur "b"**

$$h=35cm: 0,3h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 10,5cm \leq b \leq 28cm$$

On prend : b=30cm

• **Vérification selon le "RPA 99 version 2003"** (Zone sismique IIb)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \Rightarrow b=30cm > 20cm \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h \geq 30cm \Rightarrow h=35cm > 30cm \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b}=1,17 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

III.4.2. Combinaison des charges

• Poids propre de la poutre :

$$G_p = 25 \times 0.35 \times 0.3 = \mathbf{2.63 \text{ KN/m}}$$

• Charge de mur double cloison :

$$G_{mur} = 2.81 \times 1.13 = \mathbf{3.175 \text{ KN/m}}$$

$$G_T = G_p + G_{mur} = \mathbf{5.805 \text{ KN/m}}$$

$$R_{ELU} = \mathbf{26.91 \text{ kN / m}}$$

$$R_{ELS} = \mathbf{19.36 \text{ kN / m}}$$

• Palier de repos :

$$G_{palier} = 5.45 \times 1.7 = \mathbf{9.27 \text{ KN/m}}$$

$$Q_{palier} = 2.5 \times 1.7 = \mathbf{4.25 \text{ KN/ml}}$$

La combinaison des charges :

ELU : $q_u = 1.35G_T + R_{ELU} = 1.35 \times 5.81 + 26.91 = 34.76 \text{ kN / ml}$

$$q_u = 1.35G_T + R_{ELU} = 1.35 \times 5.81 + 18.89 = 26.73 \text{ kN / ml}$$

ELS : $q_s = G_T + R_{palier \ ELS} = 5.81 + 19.36 = 25.17 \text{ kN / ml}$

$$q_s = G_T + R_{palier \ ELS} = 5.81 + 13.52 = 19.33 \text{ kN / ml}$$

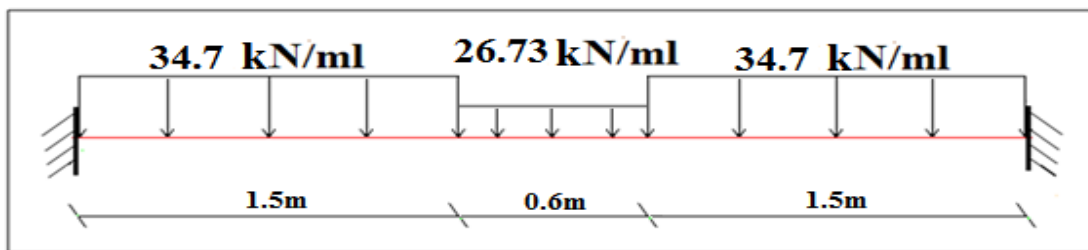


Figure III.9. Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.

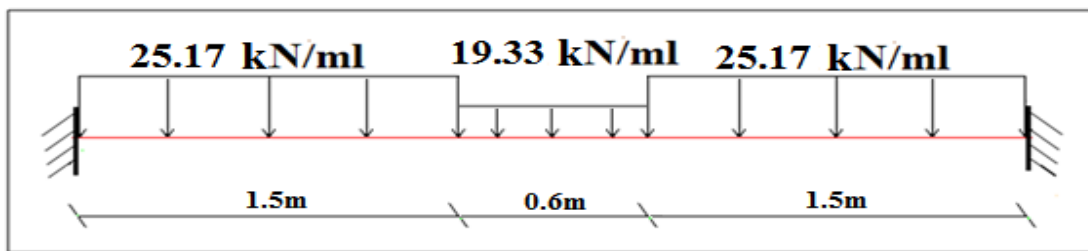


Figure III.10. Schéma statique de la poutre palière.

Déterminations des Sollicitations :

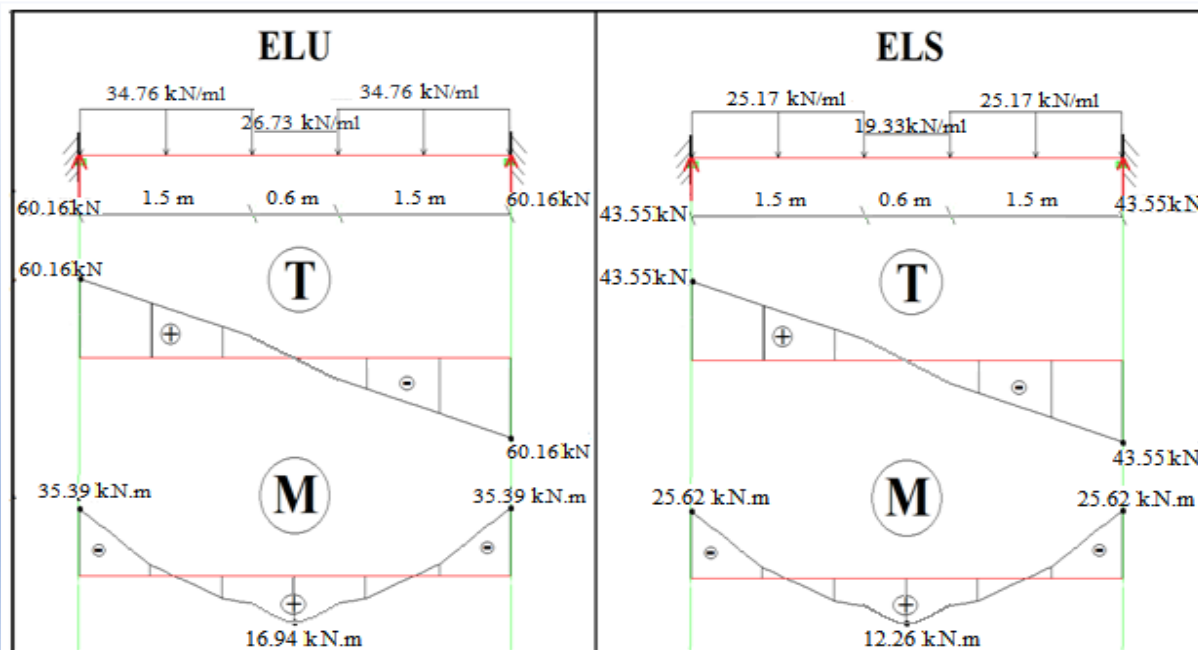


Figure III.11. Diagrammes des efforts internes à l'ELU et l'ELS.

III.4.3. Calcul Des Armatures

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

$$f_{c28} = 25MPa ; f_{bc} = 14,17MPa ; f_{128} = 2,10MPa ; \gamma_b = 1,5 ; d = 0,9h = 31,5cm ;$$

$$\gamma_s = 1,15 ; f_e = 400MPa \quad \sigma_s = 348MPa$$

Tableau III.8. Ferrailage de La poutre palière.

	M_u (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Travée	16,94	0,04	Oui	0	0,051	30,9	1,58	3T12	3,39
Appuis	35,39	0,084	Oui	0	0,11	30,1	3,38	3T14	4,62

III.4.4. Vérifications

a) Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,14 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 3,39 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,14 \text{ cm}^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 4,62 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,14 \text{ cm}^2$ vérifiée

b) Effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{60,16 \times 10^3}{300 \times 315} = 0,64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c) Vérification à l'E.L. S

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

Vérification des contraintes du béton

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \text{ Avec :}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \times \frac{A_s}{b}; E = 2.D.d$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s'(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$n = 15; c' = 2 \text{ cm}; d = 15,3 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}; A_s' = 0$$

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 15 \eta \right) = 240 \text{ MPa} \end{cases}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.9. Vérification à l'E.L. S de La poutre palière.

	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	σ _s (MPa)	σ _s ≤ σ̄ _s
Travée	12,26	3,39	8,78	33017,047	3,26	Vérifiée	126,56	Vérifiée
Appui	25,62	4,62	9,97	42033,651	6,08	Vérifiée	196,82	Vérifiée

III.4.5. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 ($f_e=400\text{MPa}$).

- **Selon le BAEL 91 modifié 99 :**

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

- **Selon le RPA 99 version 2003 :**

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1\text{cm}$

On prend : $\phi_t = 8\text{mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.10. Calcul des armatures transversales de La poutre palière.

Section	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm)ZC	S _t (cm)ZN	ZN	ZC		
30x35	60,16	0,64	30	17,5	8,75	8	15	1,35	3T8

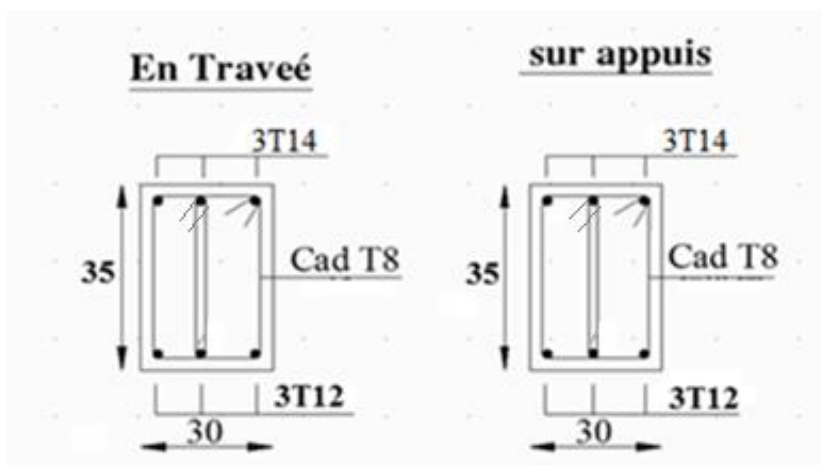


Figure III.12. Ferrailage de la poutre palière.

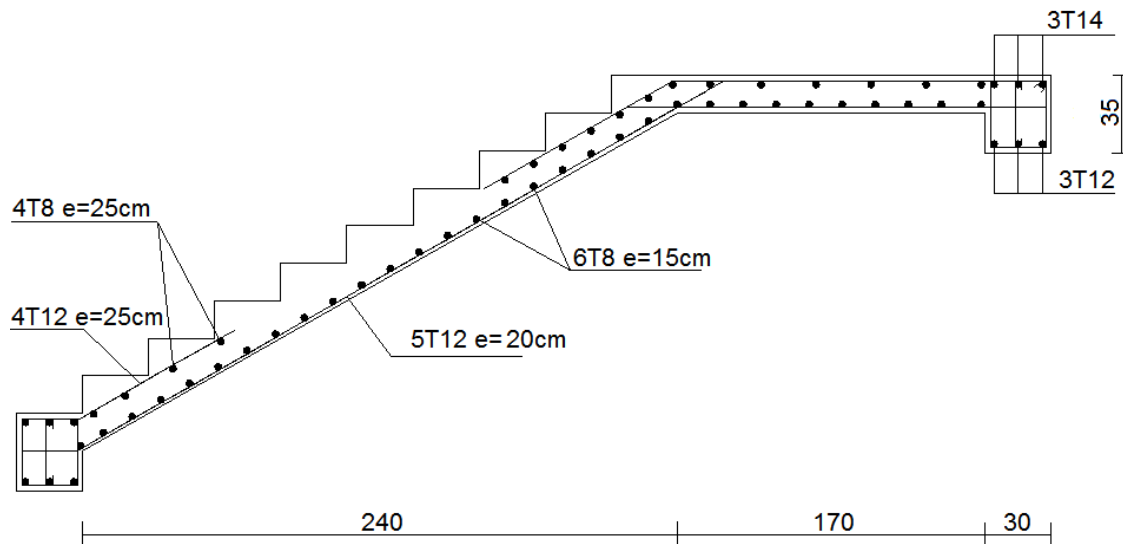


Figure.III.13. Schéma de ferrailage des escaliers et poutre palière.

III.5. Calcul des balcons

III.5.1. Introduction

Les balcons sont des éléments de structure en dalle pleine considérée encastree dans les poutres leur calcul se fait pour une console ayant une extrémité encastree dans les planchers et l'autre extrémité est libre.

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le Calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS en flexion simple pour une bande de 1m linéaire.

III.5.2. Les charge

- Surcharge sur le balcon : $Q = 3.5 \text{ kN /m}^2$
- Charges permanentes : $G = 5.33 \text{ kN /m}^2$

Surcharge dus à la main courante :

- $Q_m = 1 \text{ kN /m}$

Charges de garde de corps :

- $G_{gc} = 1.62 \text{ kN /m}$

Combinaisons des charges :

Le calcul de ferrailage se fera pour une bande d'1ml de largeur dont la section est soumise à la flexion simple

ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 \times 5,33 + 1,5 \times 3,5) = 12,46 \text{ kN /ml}$$

$$P_u = 1,35 \times G_{gc} \times h_{gc} = 1,35 \times 1,62 \times 1 = 2,19 \text{ kN}$$

$$M_{mc,u} = 1,5 \times Q_m \times h_{gc} = 1,5 \times 1 \times 1 = 1,5 \text{ kN.m}$$

ELS :

$$q_s = (G + Q) = (5,33 + 3,5) = 8,33 \text{ kN /ml}$$

$$P_s = G_{gc} \times h_{gc} = 1,62 \times 1 = 1,62 \text{ kN}$$

$$M_{mc,s} = Q_m \times h_{gc} = 1 \times 1 = 1 \text{ kN.m}$$

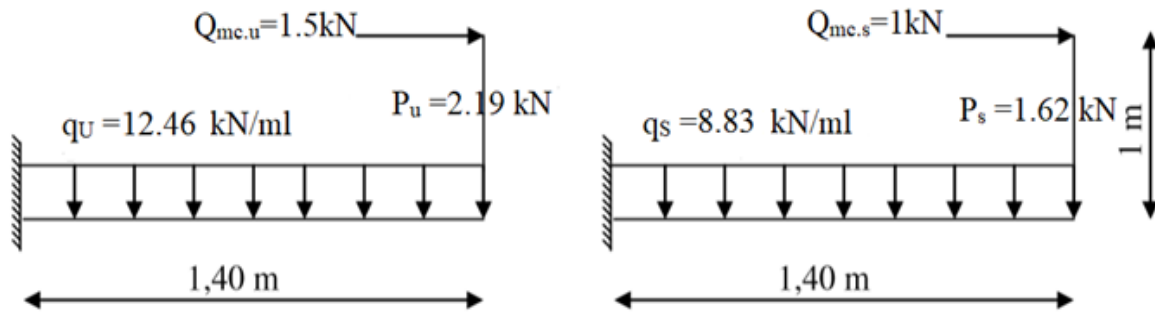


Figure III.14. Schéma des charges appliquées sur le balcon.

III.5.3. Calcul des efforts internes

❖ Par RDM

$$M(x) = -[P_u x + q_u \frac{x^2}{2} + M_{mc}]$$

$$T(x) = P_u + q_u x$$

Diagramme des efforts internes :

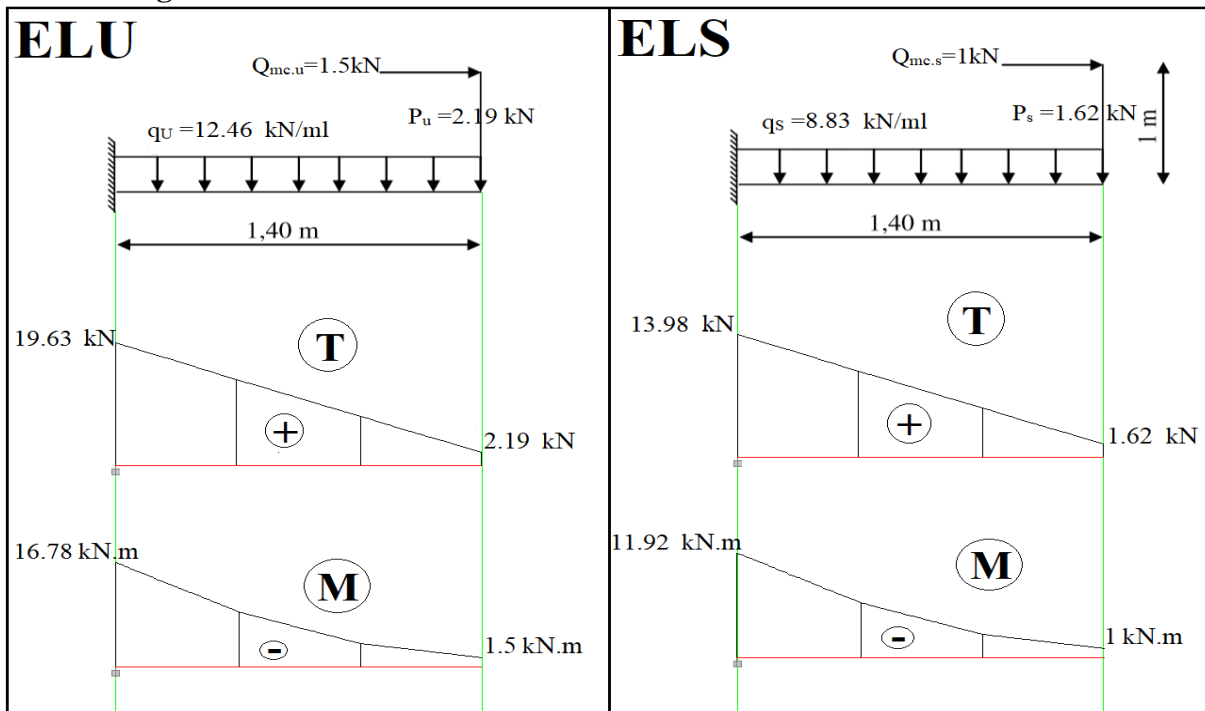


Figure III.15. Diagramme des sollicitations.

III.5.4. Calcul Des Armatures

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $(b \times h)$

Avec :

$$b=100\text{cm} \quad h=15\text{cm}$$

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{bc} = 14,17\text{MPa} ; f_{t28} = 2,10\text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=13,5\text{cm} ; \gamma_s = 1,15 ;$$

$$f_e = 400\text{MPa} \quad \sigma_s = 348\text{MPa}$$

Tableau III.11. Ferrailage de balcon.

	M_u (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Travée	16,78	0,065	Oui	0	0,084	13	3,70	4T12	4,52

Espacement :

$\text{esp} \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

$S_t \leq \min(33 \text{ et } 3h)$

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

Armature de répartition :

$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,13 \text{ cm}^2 / ml \leq A_r \leq 2,26 \text{ cm}^2 / ml$

Le choix est de **4T10=3,14 cm²** avec $S_t=25 \text{ cm}$

III.5.5. Vérifications

a. Condition de non fragilité :

$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_t 28}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$

$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

b. Effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_c 28}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu nuisible)}$

$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{19,634 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,145 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

c. Vérification à l'E.L. S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

c.1. Vérification des contraintes du béton :

- Position de l'axe neutre :

$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s (y - c') - nA_s (d - y) = 0$ avec :

$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$

$D = 15 \times \frac{A_s}{b}; E = 2.D.d$

- Moment d'inertie :

$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s (y - c')^2 + nA_s (d - y)^2$

avec :

$$n=15 ; c'=2cm ; d=15,3cm ; b=100cm ; A'_s=0$$

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 15\eta \right) = 240MPa \end{array} \right.$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.12. Vérification à l'E.L. S de balcon.

	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	σ _s (MPa)	σ _s ≤ σ̄ _s
Travée	11,92	4,52	3,7	8199,945	5,38	Vérifiée	213,69	Vérifiée

c.2. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{vérifiée} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \Rightarrow 3,348 \times 10^{-3} \leq 0,0105 \Rightarrow \text{vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,107 > 0,1 \Rightarrow \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

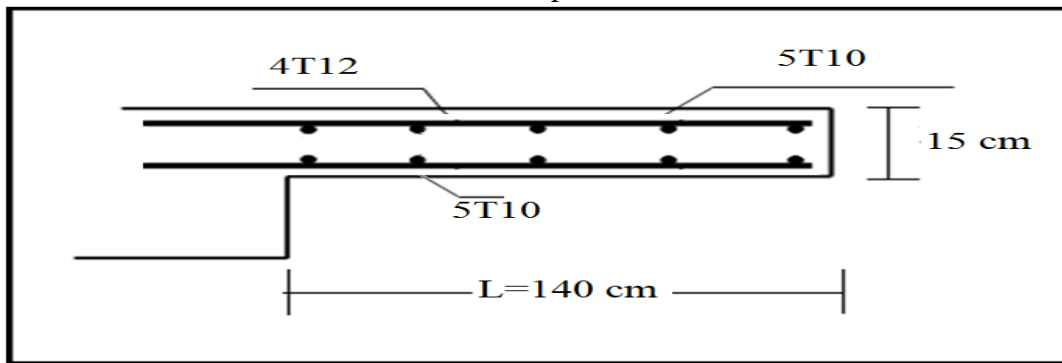


Figure III.16. Schéma de ferrailage des balcons.

III.6. Plancher

III.6.1. Introduction

Un plancher d'habitation est une aire généralement plane (horizontale) séparant deux niveaux, destinée à limiter les revêtements de sols ils assurent les fonctions principales suivantes :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

Le choix du plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation car il répond aux conditions suivantes :

- Facilité et rapidité d'exécution.
- Plus légère que la dalle pleine.

- Economie.
- Sur le plan sécuritaire, il offre une bonne résistance au feu.

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions $(20 \times 16 \times 65) \text{ cm}^3$, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

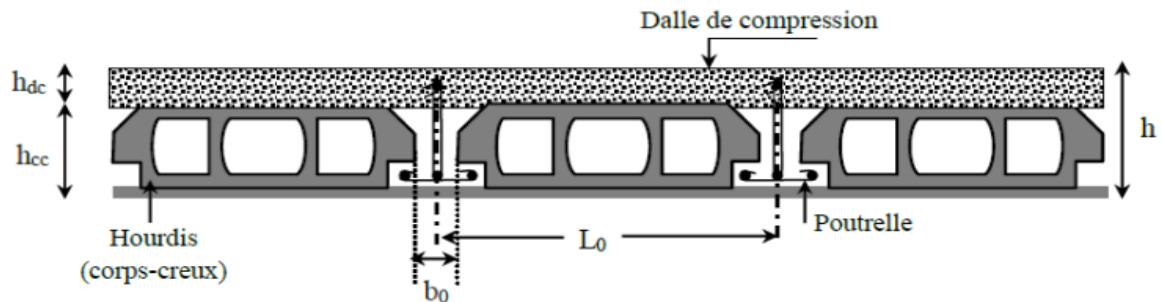


Figure III.17. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

III.6.2. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servent à transmettre les charges aux poutres principales.

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastré aux poutres de rives.

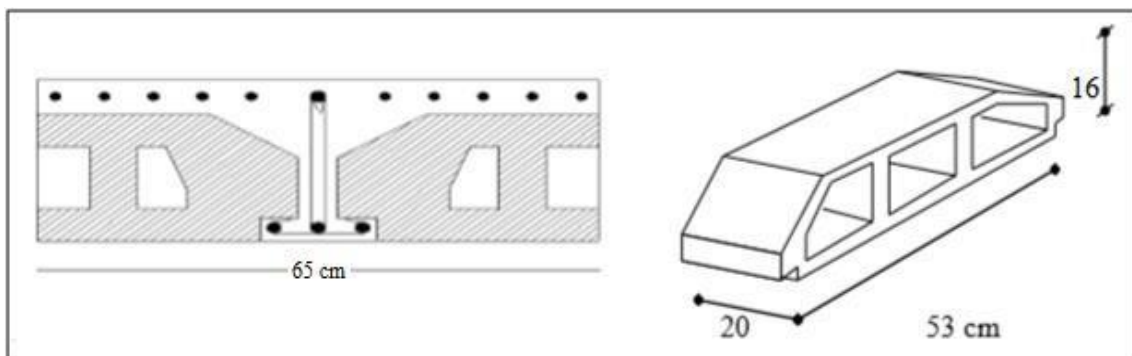


Figure III.18. Coupe du plancher en corps creux et dimension de corps creux

Dans notre cas nous avons plusieurs types des poutrelles, Les poutrelles sont calculées en deux phases :

1^{ère} Phase de calcul (avant le coulage) :

Avant coulage de la dalle de compression la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter :

- Poutrelle de travée $L=3,7m$
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
 - Son poids propre.
 - Poids du corps creux.
 - Surcharge due à l'ouvrier $Q=1KN/m^2$

Evaluation des charges et surcharges :

➤ **Charges permanentes :**

Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/ml}$

Poids du corps creux..... $0,65 \times 2,85 = 1,85 \text{ kN/ml}$

$G = 1,97 \text{ kN/ml}$

➤ **Charges d'exploitation :**

$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$

➤ **Combinaison des charges :**

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,64 \text{ kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 2,62 \text{ kN/ml}$

Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,64 \times (3,7)^2}{8} = 6,23 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{3,6 \times (3,7)^2}{8} = 4,49 \text{ kN.m}$$

Ferrailage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L. U

$M_u = 6,23 \text{ kN.m}$; $b = 12 \text{ cm}$; $d = 3,6 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$

D'après l'organigramme de la flexion simple ; on a :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 2,83 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaielements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

2^{eme} Phase de calcul (après le coulage) :

A. Méthodes De Calcul :

Méthode forfaitaire :

Domaine d'application :

- $Q \leq \text{Max} \{ 2G ; 5 \text{ kN/m}^2 \}$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentestravées en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- Fissuration non préjudiciable.

Si l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on applique la méthode de Caquot.

a. Valeurs des moments

- $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max(1.05M_0, (1 + 0.3\alpha)M_0)$
- $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$
- $M_t \geq \max\{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$
- $M_t \geq \begin{cases} (1 + 0.3\alpha)\frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée int ermédiaire} \\ (1.02 + 0.3\alpha)\frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$

Avec :

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

a.1. Moment sur appuis :

- $M=0.2M_0$ appuis de rive.
- $M=0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $M=0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rives d’une poutre à plus de deux travées.
- $M=0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d’une poutre à plus de deux travées.

avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique indépendante de même portée et supportant le même chargement que la travée considérée) et $\alpha = Q/(G + Q)$ le rapport des charges d’exploitation à la somme des charges non pondérée.

b. Effort tranchant :

Le moment varie paraboliquement, le maximum est ainsi à des abscisses a et b, tels que :
 $L=a+b$

$$a=L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{Me + Mt}{Mw + Mt}}} \dots\dots\dots \text{appuis gauche}$$

$$b=L \frac{1}{1+\sqrt{\frac{Mw+Mt}{Me+Mt}}}$$
appui droit

Effort tranchant à gauche : $V_w = -2 \frac{Mw+Mt}{a}$

Effort tranchant à droite : $V_e = 2 \frac{Me+Mt}{b}$

B. Evaluation des charges et surcharges et combinaison des charges :

Plancher terrasse :

$G=6,78 \times 0,65=4,41$ kN/ml

$Q=1 \times 0,65=0,65$ kN/ml

Plancher étage courant :

$G=5,29 \times 0,65=3,44$ kN/ml

$Q=1,5 \times 0,65=0,98$ kN/ml

Tableau.III.13. Combinaison des charges des planches

Type	G(kN/m ²)	Q(kN /m ²)	$q_u=1,35G+1,5Q$	$q_s=G+Q$
Terrasse	4,41	0,65	6,93	5,06
Etage courant	3,44	0,98	6,11	4,12

Conclusion :

Les poutrelles du plancher terrasse sont sensiblement les plus sollicitées, Nous avons (03) types de poutrelles :

1. Poutrelles à une travée

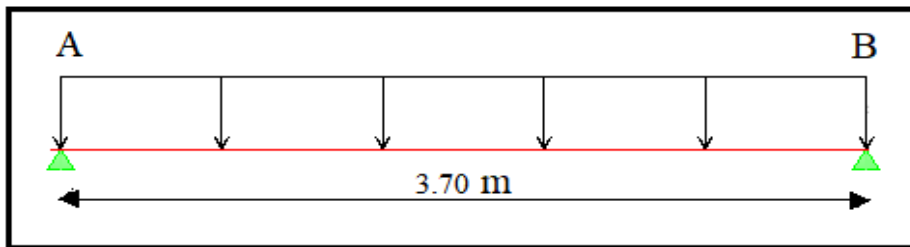


Figure III.18. Poutrelles à une travée.

2. poutrelles à trois travées

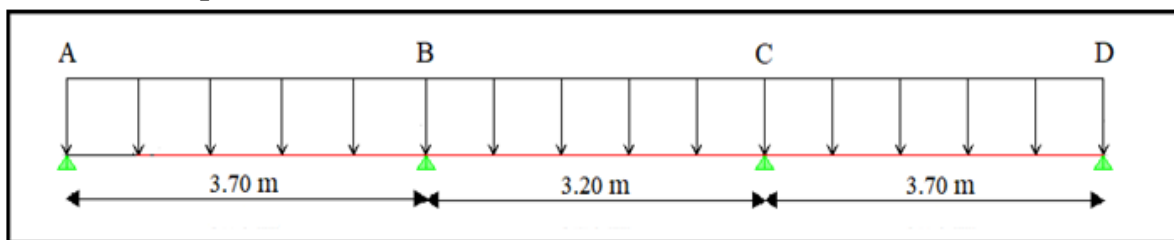


Figure III.19. Poutrelles à trois travées

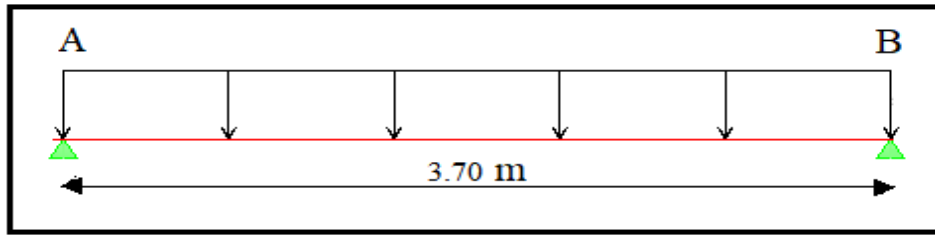
C. Calcul des efforts internes :

1. Poutrelles à une travée :

Type : à (01) travée

Méthode : forfaitaire

Justification : toutes les hypothèses sont vérifiées.

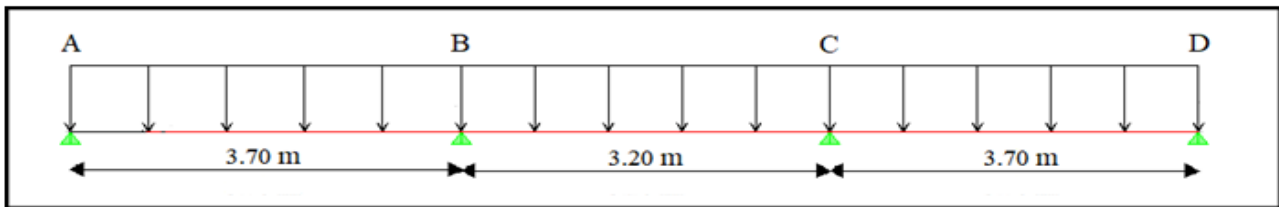


Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentés dans les tableaux et les diagrammes qui suivent :

Tableau III.14. Tableau récapitulatif des efforts à une travée.

Travé	Porté réelle (m)	appui	Moment en appui (kN.m)		Moment en travée (kN.m)		Effort tranchant (kN)			
			ELU	ELS	ELU	ELS	ELU		ELS	
							T _w	T _e	T _w	T _e
A-B	3,7	A	-4,75	-3,55	10,09	7,54	16,04	-16,04	12	-12
		B	-4,75	-3,55						

1. Poutrelle à trois travées :



Type : à (03) travées

Méthode : forfaitaire

Justification : toutes les hypothèses sont vérifiées.

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentés dans les tableaux et les diagrammes qui suivent :

Tableau III.15. Tableau récapitulatif des efforts à trois travées

Travé	Porté réelle (m)	appui	Moment en appui (kN .m)		Moment en travée (kN.m)		Effort tranchant (kN)			
			ELU	ELS	ELU	ELS	ELU		ELS	
							T _w	T _e	T _w	T _e
A-B	3,7	A	-2,37	-1,73	9,49	6,93	11,86	-13,78	8,66	-10,06
B-C	3,2	B	-5,93	-4,33	4,61	3,36	11,09	-11,09	8,10	-8,10
C-D	3,7	C	-5,93	-4,33	9,49	6,93	13,78	-11,86	10,06	-8,66
		D	-2,37	-1,73						

2. Poutrelle à sept travées :

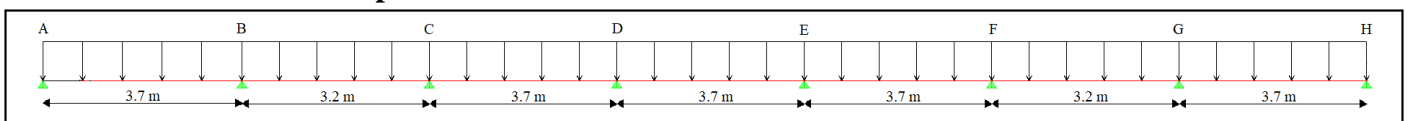


Figure III.19. Poutrelles à sept travées

Type : à (07) travées

Méthode : forfaitaire

Justification : toutes les hypothèses sont vérifiées.

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentés dans les tableaux et les diagrammes qui suivent :

Tableau III.16. Tableau récapitulatif des efforts à sept travées

Travé	Porté réelle (m)	appui	Moment en appui (kN .m)		Moment en travée (kN.m)		Effort tranchant (kN)			
							ELU		ELS	
			ELU	ELS	ELU	ELS	Tw	Te	Tw	Te
A-B	3,7	A	-2,37	-1,73	9,49	6,93	11,86	-13,78	8,66	-10,06
B-C	3,2	B	-5,93	-4,33	4,61	3,36	11,46	-10,72	8,37	-7,83
C-D	3,7	C	-4,74	-3,46	7,71	5,63	12,86	-12,86	9,36	-9,36
D-E	3,7	D	-4,74	-3,46	7,71	5,63	12,86	-12,86	9,36	-9,36
E-F	3,7	E	-4,74	-3,46	7,71	5,63	12,86	-12,86	9,36	-9,36
F-G	3,2	F	-4,74	-3,46	4,61	3,36	10,72	-11,46	7,83	-8,37
G-H	3,7	G	-5,93	-4,33	9,49	6,93	13,78	-11,86	10,06	-8,66
		H	-2,37	-1,73						

D. Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire quia le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

Tableau III.17. Tableau récapitulatif des efforts

	M_t(kN.m)	M_{appui}(kN.m)	T^{max}(kN)
ELU	10,09	5,93	16,04
ELS	7,54	4,33	12

D.1. Ferrailage en travée :

$h=20cm ; h_0=4cm ; b=65cm ; b_0=12cm ; d=0,9h=18cm ; \sigma_{bc}=14,17MPa ; f_e=400MPa ; f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa$

Le calcul des sections en forme de "Té" s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0 \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 650 \times 40 \times 14,17 \times (180 - 20) = 58,95 kN.m$$

On a: $M_u = 10,09 kN, m < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table "b". Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple. D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau.III.18. Sections d'armatures en travée.

M _{tu} (kN.m)	μ	μ<μ _R	A _s '(cm ²)	α	Z(cm)	μ<0,186	ζ _s	σ _s (MPa)	A _s (cm ²)
10,09	0,034	Oui	0	0,043	17,7	Oui	10%	348	1,64

D.2. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_t 28}{f_e} = 1,42 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{1,42 \text{ cm}^2 ; 1,64 \text{ cm}^2\} = 1,64 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T10 (A_s=2,36cm²)

D.3. Ferrailage sur appuis :

$$\text{On a: } M_{au}^{\max} = 5,93 \text{ kNm} < M_{tab} = 58,95 \text{ kNm}$$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (boxh) en flexion simple.

Tableau.III.19. Sections d'armatures en appuis.

M _{tu} (kN.m)	μ	μ<μ _R	A _s '(cm ²)	α	Z(cm)	μ<0,186	ζ _s	σ _s (MPa)	A _s (cm ²)
5,93	0,108	Oui	0	0,143	17	Oui	10%	348	1

D.4. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_t 28}{f_e} = 0,27 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,27 \text{ cm}^2$$

Choix : 1T12 (A_s=1,13cm²)

E. Vérifications :

E.1. Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : T_u^{max}=16,04kN.

On doit vérifier que : τ_u ≤ τ̄_u

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b_0 d} = 0,74 \text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis :

• Appuis de rives :

- **Vérification de la compression du béton :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_b = \frac{16,04 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,83 \text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 2,26 \text{cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,46 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• Appuis intermédiaires :

- **Vérification de la contrainte de compression :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} = \frac{16,04 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,74 \text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée [1]}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 3,39 \text{cm}^2 \geq \frac{T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -1,52 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

E.2. Vérification à l'E.L. S :

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

E.2.1. Vérification des contraintes du béton :

Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance "y" de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y [1]$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$

Détermination de l'axe neutre :

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b=65\text{cm}(travée)$; $b_0=12\text{cm}(appuis)$; $c=c'=2\text{cm}$

y : Est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance "y" et le moment d'inertie "I" se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

Tableau.III.20. Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.

	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	7,54	2,36	3,92	8323,039	3,55	Vérifiée
Appuis	4,33	1,13	5,86	3303	7,68	Vérifiée

E.2.2. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :
Les conditions à vérifier :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq 4,2 \\ \frac{fe}{M_t} \geq 10M_0 \end{cases}$$

Avec :

$h=20\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=18\text{cm}$; $L=3,7\text{m}$; $M_{tser}=7,54\text{kN.m}$; $A_s=3,39\text{cm}^2$; $fe=400\text{MPa}$,

• $\frac{h}{L} = 0,054 < 0,0625 \dots \dots \dots non \text{ vérifiée}$

Alors : • $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,015 > 0,0105 \dots \dots \dots non \text{ vérifiée}$

• $\frac{h}{L} = 0,054 < 0,085 \dots \dots \dots non \text{ vérifiée}$

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1]

Tel que : $\bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$

$\bar{f} = 0,74\text{cm} \dots \dots \dots (L=3,7\text{m})$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- Position de l'axe neutre "y₁" :

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s} \quad [1]$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀" :

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2 \quad [1]$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \quad [3]$$

avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} \quad : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{c28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau.III.21. Récapitulatif du calcul de la flèche.

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
7,54	2,36	7,10	0,011	177,50	3,76	1,51	0,627	20021,06	6554,37	14533,16

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000 \left(f_{c28} \right)^{\frac{1}{3}} = 32164,20 MPa$$

$$E_v = 3700 \left(f_{c28} \right)^{\frac{1}{3}} = 10818,86 MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,49 cm \quad (L=3,70m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,66 cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,17 cm < \bar{f} = 0,74 cm \dots\dots\dots vérifiée$$

F. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa)

« BAEI 91 modifié 99 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq b_0 \cdot \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \frac{b_0}{f_e} \cdot \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 MPa \right) \end{array} \right.$$

« RPA 99 version 2003 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_l \right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

avec :

$$\phi_l \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \text{Min}(0,6cm ; 1cm ; 1,2cm) = 0,6cm$$

On adopte : $\Phi_t = 6\text{mm}$

Donc :

- Selon le « BAEI 91 modifié 99 »

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 8,7 \cdot 10^{-2} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 16,2 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,41 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Selon le « RPA 99 version 2003 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures :

On adopte : $A_t = 2\Phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} S_t = 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

G. Ferrailage de la table de compression

Le ferrailage de la dalle de compression se fait par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

$$\text{Si : } \left\{ \begin{array}{l} 50 \leq L \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L}{fe} \\ L \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{fe} \end{array} \right.$$

Avec :

L : distance entraxes des poutrelles = 65 cm

A₁ : armatures perpendiculaires aux poutrelles

A₂ : armatures parallèles aux poutrelles

La limite d'élasticité Fe = 400 MPa (quadrillage de TS, TIE400 → Φ ≤ 6 mm)

$$A \geq \frac{4 \times l}{fe} = \frac{4 \times 0,65 \times 10^2}{400} = 0,65 \text{ cm}^2$$

On prend : **5T6 = 1,41 cm²**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

- Armatures de répartitions

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2$$

Soit : **5T6=1,41cm²** St=20cm.

Conclusion

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens (Figure III.21).

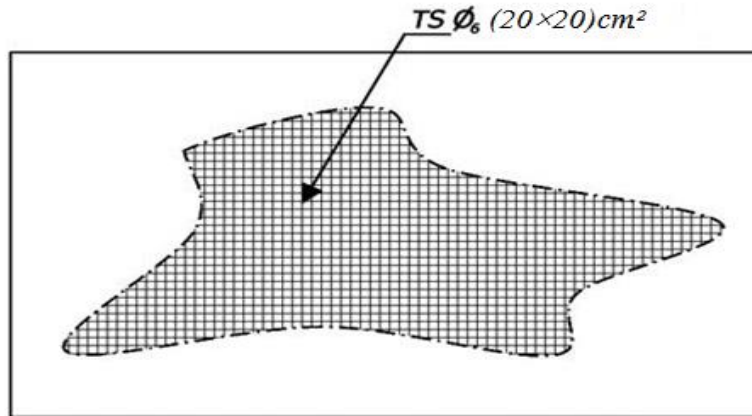


Figure III.21. Disposition constructive des armatures de la table de compression.

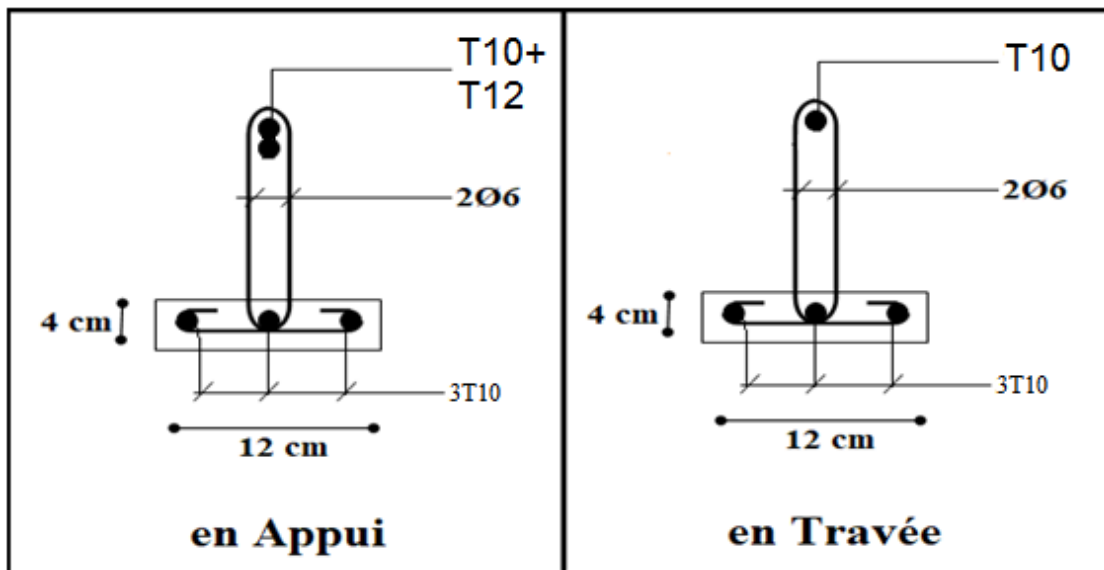


Figure III.22. Disposition constructive des armatures des poutrelles.

III.7. Etude De La Dalle Machine

III.7.1. Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.7.2. Dimension et charges

D'après chapitre II on a :

L'épaisseur de la dalle machine :

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

Charges permanentes : $G = 56,25 \text{ kN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

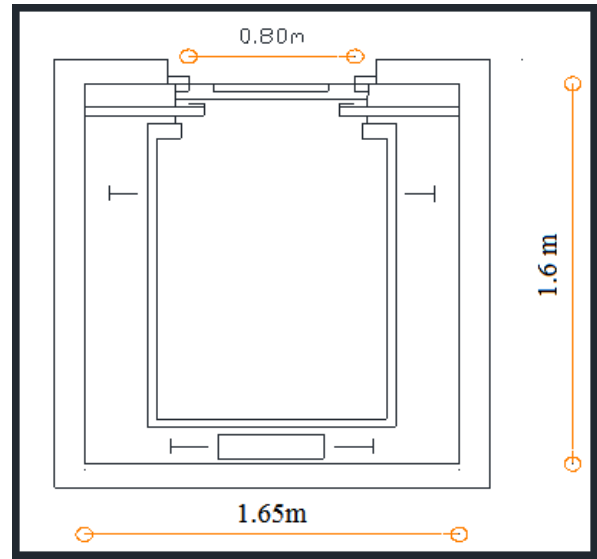


Figure III.23. Dimension de l'ascenseur

III.7.3. Combinaison Des Charges

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 77,44 \text{ kN/m}^2$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 57,25 \text{ kN/m}^2$

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{165} = 0,96 < 1$$

⇒ La dalle travail dans les deux sens.

- Dans le sens de la petite portée

$$M_x = \mu_x \cdot P_u \cdot L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

D'après le BAEL 99. $\begin{cases} \mu_x = 0,041 \\ \mu_y = 0,887 \end{cases}$

On aura :

$$M_x = \mu_x \cdot P_u \cdot L_x^2 = 0,041 \times 77,44 \times 1,6^2 = 8,13 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,887 \times 8,13 = 7,21 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment en travée**

- Pour une bande de 1m

M_{t_x}, M_{t_y} Moment flexion en travée dans le sens L_x, L_y respectivement.

$$M_{t_x} = 0,85 \cdot M_x = 0,85 \times 8,13 = 6,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_y} = 0,85 \cdot M_y = 0,85 \times 7,21 = 6,13 \text{ KN.m}$$

✓ Moments sur appuis

$$M_{aX} = 0.3.M_X = 0.3 \times 8.13 = 2.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{aY} = 0.3.M_X = 0.3 \times 7.21 = 2.163 \text{ KN.m}$$

III.7.4. Calcul de ferrailage

III.7.4.1. Ferrailage en travée

b = 100 cm h = 25 cm d = 22,5 cm $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$ $f_e = 400 \text{ MPa}$

➤ Sens Lx : $M_{tx} = 6.91 \text{ kN.m}$

Tableau.III.22. Sections d'armatures en travée sens xx

M_u (KN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
6,91	0,0096	Oui	0	0,012	22,39	0,89	4T12	4,52

- Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 2.72 \text{ cm}^2$$

$A_x > A_{\min} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{verifier}$

- Espacement des armatures

e = min (3h, 33cm) = 33cm On prend e = 25cm

➤ Sens Ly : $M_{ly} = 6,13 \text{ kN.m}$ $dy = dx - \phi_x$

Tableau.III.23. Sections d'armatures en travée sens yy

M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
6,13	0,01	Oui	0	0,013	21,2	0,83	4T12	4,52

- Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 2.72 \text{ cm}^2$$

$A_x > A_{\min} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{verifier}$

- Espacement des armatures

e = min (3h, 33cm) = 33cm On prend e = 25cm

III.7.4.2. Ferrailage sur appui

Tableau.III.24. Sections d'armatures sur appuis

M_u (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
2,44	0,0034	Oui	0	0,004	22,5	0,31	4T12	4,52

$M_a = 1.68 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d} = \frac{1.68 \times 10^3}{14.17 \times 100 \times 13^2} = 0.0070 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{1.07 \cdot M_a}{\sigma_s \cdot d} = \frac{1.07 \times 1.68 \times 10^3}{348 \times 13} = 0.39 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 2.72 \text{ cm}^2$$

$$A_x > A_{\min} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{verifier}$$

- Espacement des armatures
 $e = \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ On prend $e = 25\text{cm}$
- Contrainte de cisaillement

- Effort tranchant dans le sens L_x :

$$V_x = \frac{qu.L_x.L_y}{(2L_x + L_y)} = \frac{77.44 \times 1.6 \times 1.65}{2 \times 1.6 + 1.65} = 42.153 \text{ kN}$$

Effort tranchant dans le sens L_y :

$$V_y = \frac{qu.L_x.L_y}{3} = \frac{77.44 \times 1.6}{3} = 41.30 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } V_{u-\max} = V_x = 42.153 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{42.153 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.187 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

III.7.4.3. Etat limite de service

$$q_S = 57.25 \text{ kN / ml}$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} \mu_x = 0.041 \\ \mu_y = 0.887 \end{cases}$$

Donc:

$$M_x = 0.041 \times 57.25 \times 1.6^2 = 6 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 0.887 \times 6 = 5.32 \text{ kN.m}$$

D'après BAEL99 on a :

✓ **Moment en travée**

$$M_{t_x} = 0.85.M_x = 5.1 \text{ kN.m}$$

$$M_{t_y} = 0.85.M_y = 4.53 \text{ kN.m}$$

✓ **Moment sur appui**

$$M_{ax} = 0.3.M_x = 1.8 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3.M_y = 1.4 \text{ kN.m}$$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \text{ avec :}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \times \frac{A_s}{b}; E = 2.D.d$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s'(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right) = 201.63MPa \end{array} \right.$$

Tableau.III.25. Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.

	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	σ _s (MPa)	σ _s ≤ σ̄ _s
Travée X-X	5,41	4,52	4,88	24923,30	0,99	Vérifiée	54,08	Vérifiée
Travée Y-Y	4,53	4,52	4,74	22142,92	0,97	Vérifiée	50,81	Vérifiée
appui	1,8	4,52	4,89	24293,268	0,35	Vérifiée	19,08	Vérifiée

Donc les armatures calculées à L'ELU sont convenables.

III.7.4.4. Vérification de la condition de non fragilité

h=25cm ; b=100cm

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x > \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh \\ A_y \geq \rho_0 bh \\ \rho_0 = 0.8\% \\ \rho = \frac{Lx}{Ly} = 0.96 \end{array} \right.$$

➤ **Sens L_x-x :**

Sur appuis : A_x=4,52cm²/ml > 2,04cm² vérifiée

En travée : A_x=4,52cm²/ml > 2,04cm² vérifiée

➤ **Sens L_y-y :**

Sur appuis : A_y=4,52cm²/ml > 2cm² vérifiée

En travée : A_y=4,52cm²/ml > 2cm² vérifiée

III.7.4.5. Etat limite de déformation

On doit vérifier les relations suivantes :

$$1) \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20.M_x} = \frac{25}{160} = 0.156 > \frac{5.1}{20 \times 6} = 0.0425 \quad C.V$$

$$2) \frac{A}{b.d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.002 < 0.005 \quad C.V$$

$$3) \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} a \frac{1}{35} \Rightarrow 0.156 > 0.03 \text{ à } 0.028 \quad C.V$$

- Les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

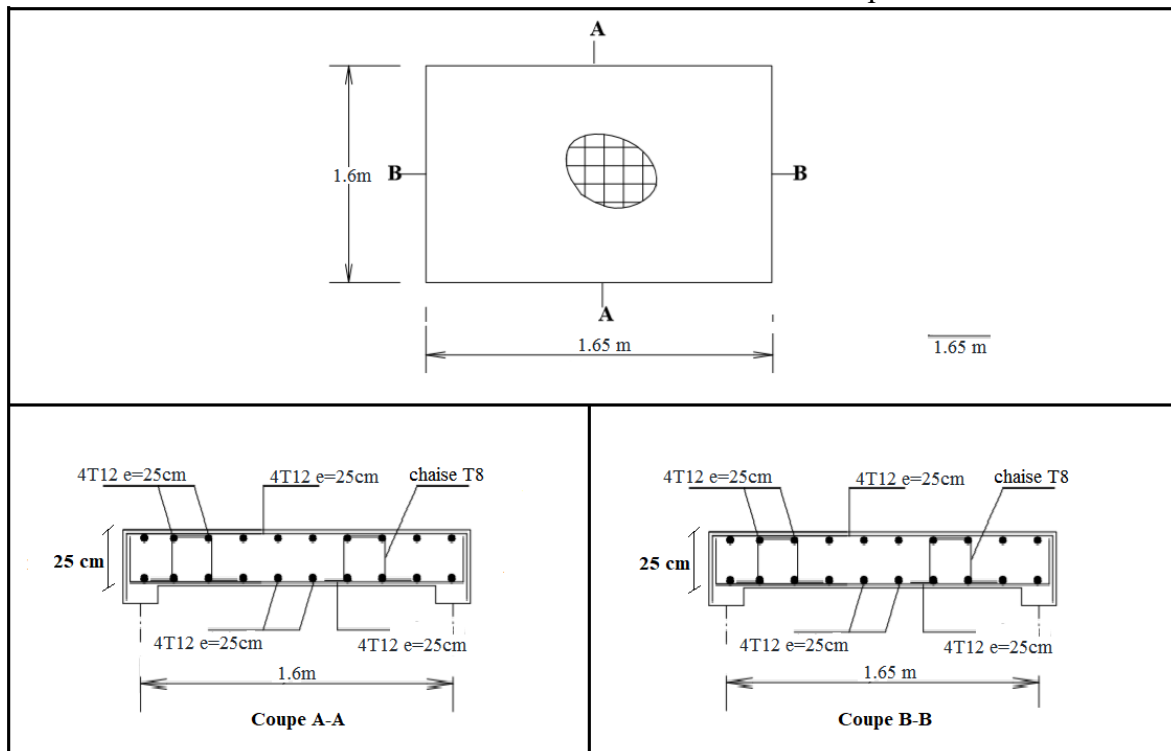


Figure III.24. Ferrailage de la dalle machine

III.8. Plancher a dalle pleine

III.8.1. Définition

Les dalles pleines sont des éléments généralement rectangulaires de dimensions l_x et l_y appuyés sur leurs côtés.

L'étude se fera pour une bande de 1m dans les deux sens, pour le calcul on va utiliser la méthode donnée par le « CBA93 » qui consiste à déterminer les moments de flexion.

III.8.2. Combinaison Des Charges

$$G=7,67\text{KN/m}^2$$

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

$$E.L.U : q_u=1,35G+1,5Q=11,86 \text{ kN/m}^2$$

$$E.L.S : q_{ser}=G+Q=8,67 \text{ kN/m}^2$$

$$0.4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{370}{470} = 0.78 < 1$$

⇒ La dalle travail dans les deux sens.

- Dans le sens de la petite portée

$$M_x = \mu_x \cdot P_u \cdot L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

D'après le BAEL 99. $\begin{cases} \mu_x = 0.062 \\ \mu_y = 0.509 \end{cases}$

On aura :

$$M_x = \mu_x \cdot P_u \cdot L_x^2 = 0.062 \times 11.86 \times 3.7^2 = 10.07 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.509 \times 10.07 = 5.13 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment en travée**

- Pour une bande de 1m

M_{tx}, M_{ty} Moment flexion en travée dans le sens L_x, L_y respectivement.

$$M_{tx} = 0.75 \cdot M_x = 0.75 \times 10.07 = 7.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \cdot M_y = 0.75 \times 5.13 = 3.85 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments sur appuis**

$$M_{aX} = 0.5 \cdot M_x = 0.5 \times 10.07 = 5.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{aY} = 0.5 \cdot M_y = 0.5 \times 5.13 = 2.56 \text{ KN.m}$$

III.8.3. Calcul de ferrailage

III.8.3.1. Ferrailage en travée

$b = 100 \text{ cm}$ $h = 15 \text{ cm}$ $d = 13.5 \text{ cm}$ $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$
 $f_e = 400 \text{ MPa}$

➤ **Sens L_x :** $M_{tx} = 7.55 \text{ KN.m}$

Tableau.III.26. sections d'armatures en travée sens xx.

M_u (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
7,55	0,029	Oui	0	0,037	13,3	1,63	4T12	4,52

- Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d = 1.63 \text{ cm}^2$$

$A_x > A_{min} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{verifier}$

- Espacement des armatures

$e = \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ On prend $e = 25\text{cm}$

➤ **Sens L_y :** $M_{ty} = 3,85 \text{ N.m}$ $dy = dx - \phi_x$

Tableau.III.27. sections d'armatures en travée sens yy.

M_u (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
3,85	0,018	Oui	0	0,023	12,2	0,91	4T12	4,52

- Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0.23 \frac{f_t 28}{f_e} b.d = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$Ax > A_{min} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{verifier}$$

- Espacement des armatures
e = min (3h, 33cm) = 33cm On prend e = 25cm

III.8.3.2. Ferrailage sur appui

Tableau.III.28. sections d'armatures en appuis.

M_u (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
5,04	0,02	Oui	0	0,025	13,4	1,08	4T12	4,52

- Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0.23 \frac{f_t 28}{f_e} b.d = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$Ax > A_{min} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{verifier}$$

- Espacement des armatures
e = min (3h, 33cm) = 33cm On prend e = 25cm
- Contrainte de cisaillement

- Effort tranchant dans le sens L_x :

$$V_x = \frac{qu.L_x.L_y}{(2L_x + L_y)} = \frac{11.86 \times 3.7 \times 4.7}{2 \times 3.7 + 4.7} = 17.045 \text{ kN}$$

- Effort tranchant dans le sens L_y :

$$V_y = \frac{qu.L_x}{3} = \frac{11.86 \times 3.7}{3} = 14.63 \text{ kN}$$

Donc : $V_{u-max} = V_x = 17.045 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d} = \frac{17.045 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.126 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.126 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

✓ Condition vérifiée.

III.8.3.3. Etat limite de service

$$q_S = 8.67 \text{ kN / ml}$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} \mu_x = 0.062 \\ \mu_y = 0.509 \end{cases}$$

Donc:

$$M_x = 0.062 \times 8.67 \times 3.7^2 = 7.36 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 0.509 \times 7.36 = 3.75 \text{ kN.m}$$

D'après BAEL99 (p-68) on a :

✓ **Moment en travée**

$$M_{t_x} = 0.75.M_x = 5.52 \text{ kN.m}$$

$$M_{t_y} = 0.75.M_y = 2.82 \text{ kN.m}$$

✓ **Moment sur appui**

$$M_{ax} = 0.5.M_x = 3.68 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5.M_y = 1.88 \text{ kN.m}$$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \text{ Avec :}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \times \frac{A_s}{b}; E = 2.D.d$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \right) = 201.63 \text{ MPa} \end{cases}$$

Tableau.III.29. Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.

	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée X-X	5,52	4,52	3,65	8199,023	2,46	Vérifiée	99,47	Vérifiée
Travée Y-Y	2,82	4,52	3,46	6678,995	1,46	Vérifiée	55,99	Vérifiée
Appui	3,68	4,52	3,65	8199,023	1,64	Vérifiée	66,32	Vérifiée

Donc les armatures calculées à L'ELU sont convenables.

III.8.3.4. Vérification de la condition de non fragilité

h=15cm ; b=100cm

$$\begin{cases} A_x > \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh \\ A_y \geq \rho_0 bh \\ \rho_0 = 0.8\% \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.787 \end{cases}$$

➤ Sens Lx-x :

Sur appuis : $A_x = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1,33 \text{ cm}^2$ vérifiée
 En travée : $A_x = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1,33 \text{ cm}^2$ vérifiée

➤ Sens Ly-y :

Sur appuis : $A_y = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1,2 \text{ cm}^2$ vérifiée
 En travée : $A_x = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1,2 \text{ cm}^2$ vérifiée

III.8.3.5. Etat limite de déformation

On doit vérifier les relations suivantes :

1) $\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20.M_x} = \frac{15}{370} = 0.040 > \frac{5.1}{20 \times 6} = 0.037$ C.V

2) $\frac{A}{b.d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.003 < 0.005$ C.V

3) $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} a \frac{1}{35} \Rightarrow 0.040 > 0.03 \text{ à } 0.028$ C.V

- Les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

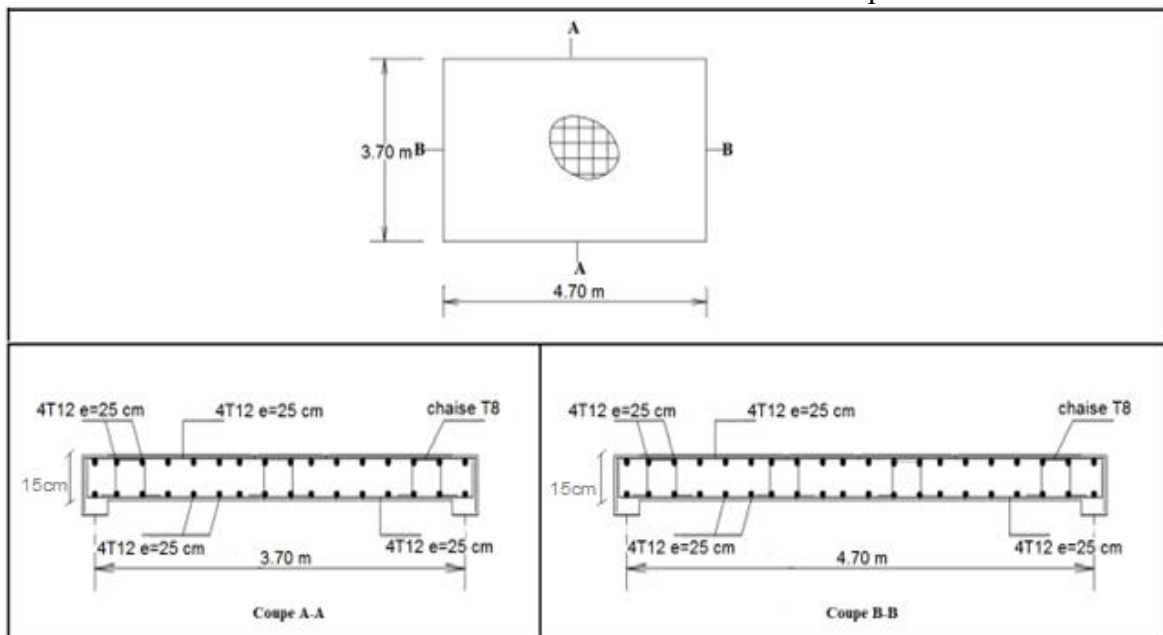


Figure III.25. Ferrailage de la dalle pleine.

Chapitre IV :
Etude dynamique et sismique

IV. Etude dynamique et sismique

IV.1. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections.

Pour ce risque, le dimensionnement ou la vérification des structures au séisme a généralement pour but d'assurer la protection des vies humaines et de limiter l'étendu des dommages aux ouvrages et aux biens. La réponse d'une structure aux sollicitations dynamiques engendrées par un séisme est un phénomène très complexe qui dépend de nombreux facteurs, tels que l'intensité et la durée des secousses.

Aussi pour un chargement dynamique on a recouré à une étude dynamique de la structure, qui nous permet d'évaluer les résultats les plus défavorables de la réponse et que nous devons prendre en considération dans le calcul de l'ouvrage.

IV.1.1 Objectif de l'étude dynamique

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

IV.2. Caractéristique dynamique

Les caractéristiques propres de la structure sont prises à partir du système non amorti. Son équation est donnée par l'équation suivante :

$$[M] \left\{ \ddot{x}(t) \right\} + [K] \{x(t)\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Où :

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\left\{ \ddot{x} \right\}$: Vecteur des accélérations.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibration libre non amorties, nous permet de définir les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et les modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

{A} : vecteur des amplitudes

ω : Fréquence de vibration

φ : Angle de déphasage

Les accélérations en **VLNA** sont alors données par :

$$\{\ddot{x}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura :

$$[[K] - \omega^2[M]]\{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \dots\dots\dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2[M]]\{A\} = \{0\} \dots\dots\dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues Ai. C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre une solution non- nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule, c'est à dire :

$$\det[[K] - \omega^2[M]] = 0 \dots\dots\dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée **équation caractéristique**.

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (2n) en (ω).

Les n solutions ($\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes des vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$).

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_j$ ou forme modale.

IV.3. Présentation du programmeurs ETABS (Extended 3D Analysis of Building Systems)

L'ETABS est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments). Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique. L'interface graphique disponible facilite considérablement la modélisation et l'exploitation des résultats.

IV.3.1. Modélisation

Le logiciel ETABS permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement, caractéristiques des matériaux ...) de façon entièrement graphique numérique ou combinés, en utilisant les innombrables outils disponibles. En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portiques, treilles, dalles, voiles ou autres). Chaque élément est défini dans sa base graphique correspondante, ensuite ces éléments sont assemblés en un modèle final de calcul. Quant à la compatibilité, elle s'effectue de façon automatique.

IV.3.2. Fonctions de l'ETABS

Les fonctions de l'ETABS sont les suivantes :

- La modélisation ne permet de considérer que les éléments structuraux de la structure. Ils sont modélisés soit par des masses concentrées aux nœuds, soit par des charges qui s'ajoutent à son poids.
- La modélisation des éléments qui travaillent en contraintes planes (voile, dalle...) se faite à travers les éléments Shell. Si les planchers sont conçus en dalle pleines, aucun problème ne se présente, par contre si sont conçus en corps creux, il faudrait définir l'épaisseur adéquate et les caractéristiques du matériau qui représente le mieux le corps creux, ou bien apporter aux nœuds des masse qui correspondent à la masse des planchers.
- Possibilité d'importer ou exporter à d'autres logiciels tels que l'Excel, Autocad,... etc.
- **Conditions aux limites** : les structures sont considérées appuyées (encastrement, appuis simples ou doubles) au niveau du sol de fondation, néanmoins l'ETABS permet d'étudier l'interaction sol structure en remplacent les appuis rigides par des appuis élastiques (ressorts), qui présentent le même coefficient d'élasticité du sol de fondation calculé par les différents méthodes de la mécanique de sol.
- Possibilité d'effectuée l'analyse des structures conçues avec n'importe quel matériau.
- Procède dans sa base de données des spectres de repense définis par le code sismique américain
- Permet de calculer uniquement le ferrailage des éléments barres et ne donne que la section d'acier selon différentes normes.
- Logiciel professionnel adapté aux constructions en béton armé, en acier, ou mixtes.
- Possibilité de modéliser des structures qui sortent du domaine du génie civil ou travaux publics tel que le domaine de la mécanique.

IV.3.3. Les différents types d'analyses disponibles dans l'ETABS

Les différents types d'analyse disponibles dans l'ETABS sont les suivants :

- Analyse statique linéaire.
- Analyse statique non linéaire.
- Analyse modale.
- Analyse spectrale.

IV.3.4. Démarche de modélisation par ETABS

Lors de l'élaboration de notre modèle par ETABS sur un fichier d'interface complètement graphique, on passe par les étapes suivantes :

1. Choix de l'unité (kN.m, kgf. m...)

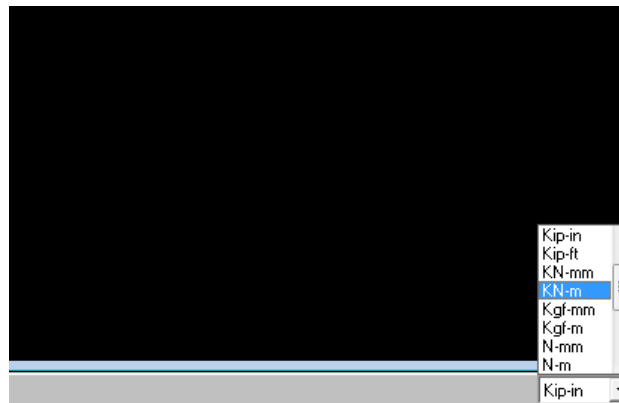


Figure IV.1. Choix de l'unité

2. Création des axes (X et Y)

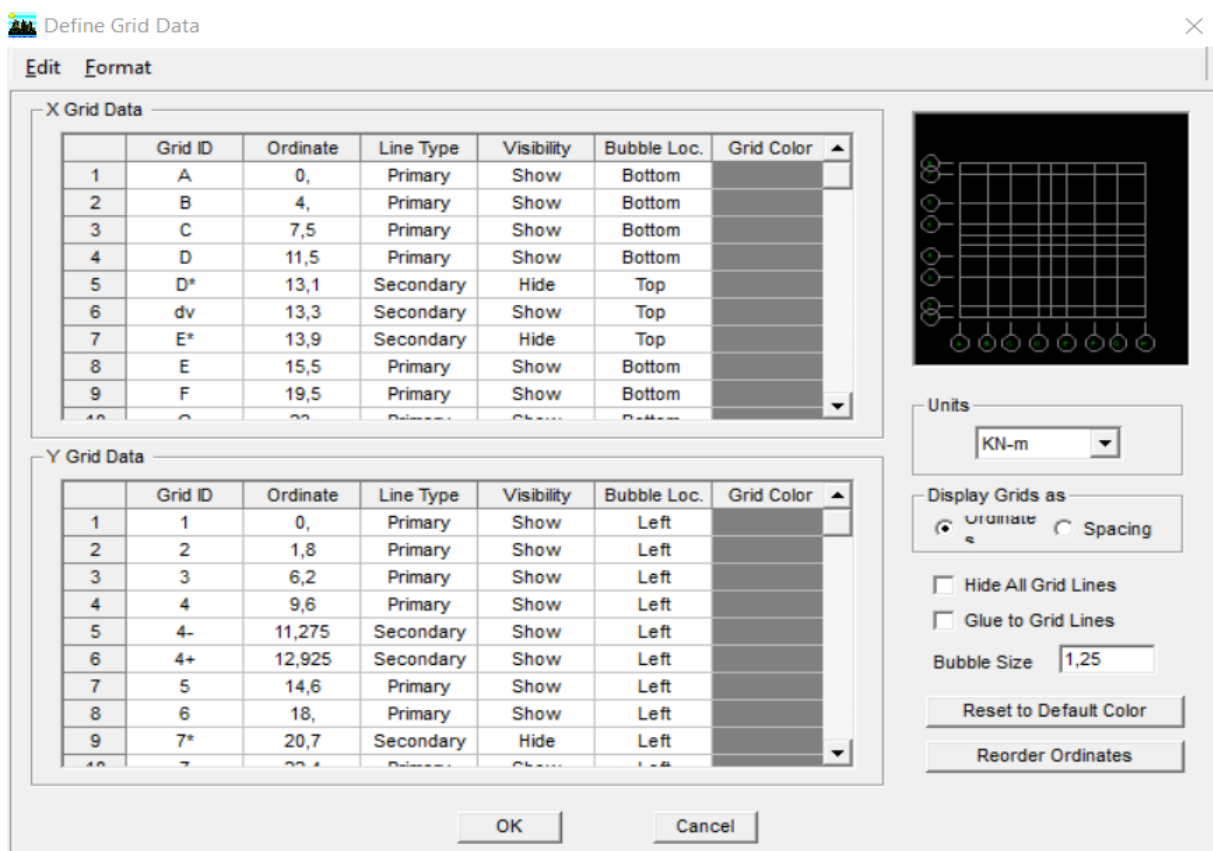


Figure IV.2. Création des axes.

3. Définition des éléments

Dans cette étape ont définis exactement la géométrie du modèle.

4. Définition des caractéristiques mécaniques des matériaux

(masse volumique, poids volumique, module d'élasticité et coefficient de poisson)

Figure IV.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux.

5. Définition des dimensions des éléments

- Eléments « **FRAME** » (poteaux, poutres),

On introduit le nom, le matériau, les dimensions de la section transversale et éventuellement le nombre des barres d'acier dans le cas des structures en béton armé et l'enrobage.

Figure IV.4. Définition des poutres, poteaux

- Élément « **SHELL** » (balcons, escaliers et voiles), pour notre analyse on a seulement les voiles.

On doit spécifier le nom de l'élément, le matériau qui le constitue et son épaisseur.

Wall/Slab Section

Section Name: VOIL20

Material: BETON25MP

Thickness

Membrane: 0,2

Bending: 0,2

Type

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color ■

OK Cancel

Figure IV.5. Définition des voiles

6. Définition de type de charges

Dans cette étape on donne un nom pour chaque type de charge et sa désignation (charge permanente, charge d'exploitation, vent, neige ...)

Define Static Load Case Names

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
G	DEAD	1	
G	DEAD	1	
Q	LIVE	0	
EX	QUAKE	0	User Coefficient
EY	QUAKE	0	User Coefficient

Click To:

Add New Load

Modify Load

Modify Lateral Load...

Delete Load

OK

Cancel

Figure IV.6. Définition de charge

7. Introduction des données pour l'étude sismique

Le logiciel propose de soumettre la structure à des spectres de réponse prédéfinis. Comme il permet d'utiliser un autre spectre de réponse que l'on introduit soit par saisie ou par importation d'un fichier.

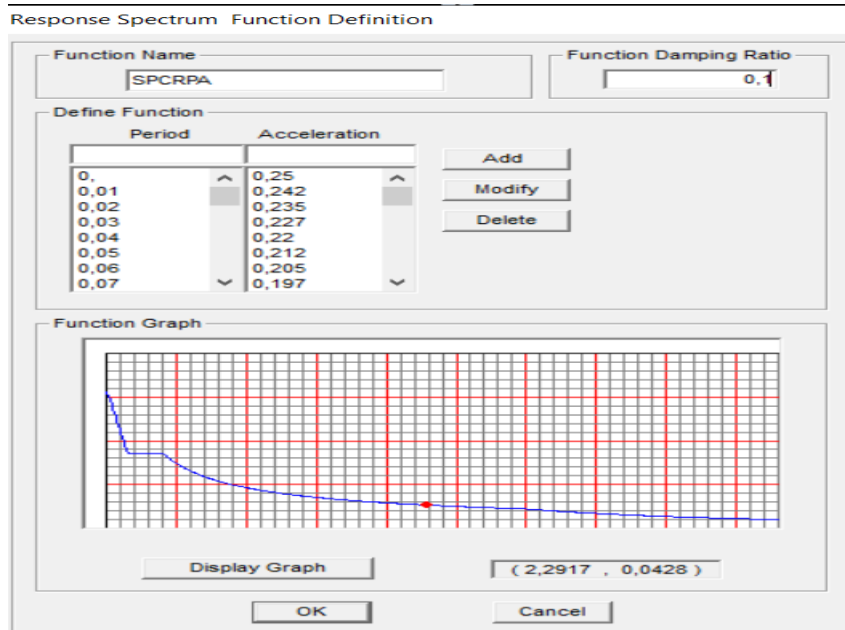


Figure IV.7. Spectre de repense

8. Définition des combinaisons des charges

Toutes les charges étant définies, on passe en suite à la définition des différentes combinaisons proposées par les règlements en vigueur

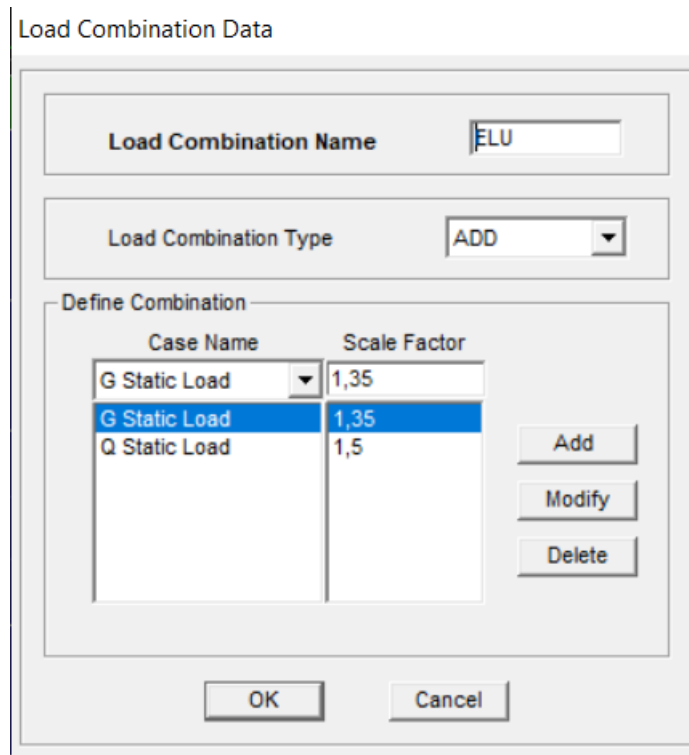


Figure IV.8. Combinaisons de charge

9. Condition aux limites (Système d'appuis)

Il faut définir un système d'appuis de la structure de façon à ce que la structure ne peut se déplacer sans se déformer.

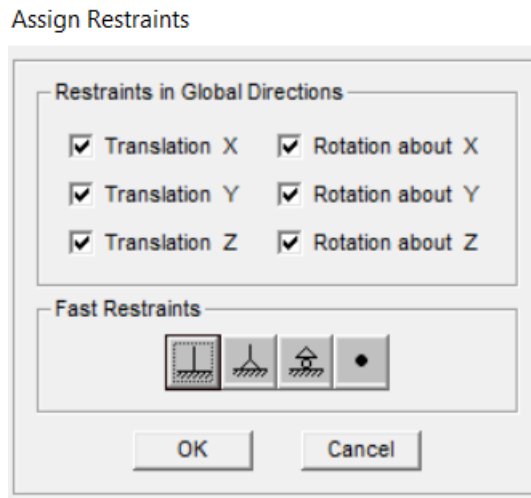


Figure IV.9. Système d'appuis

10. Concentration des masses

Assignment de la masse source pour concentrer les charges appliquées à la structure (permanentes, exploitation).

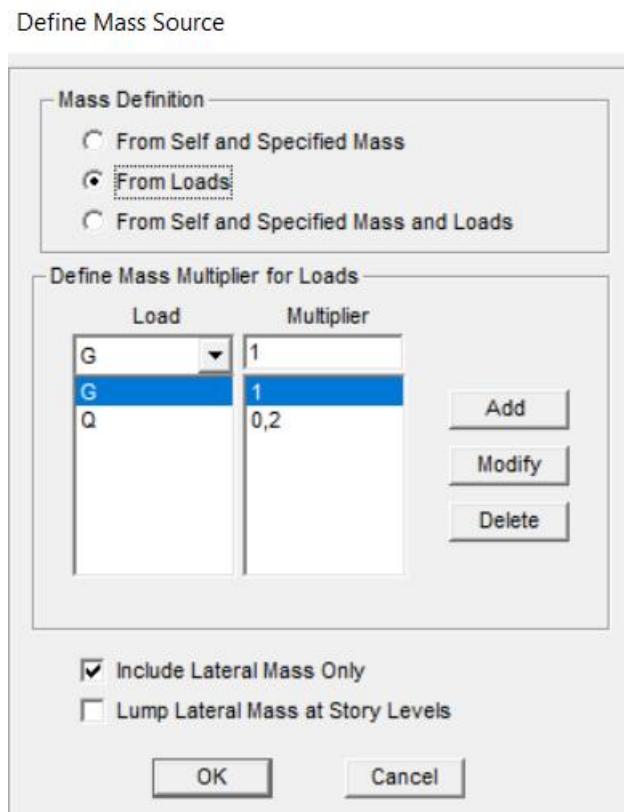


Figure IV.10. Définition de masse

11. Assignment de comportement de dalle

Pour considérer l'hypothèse des planchers rigides dans leurs plans, il faut définir un diaphragme regroupant tous les nœuds d'un même plancher et ceci pour tous les niveaux.

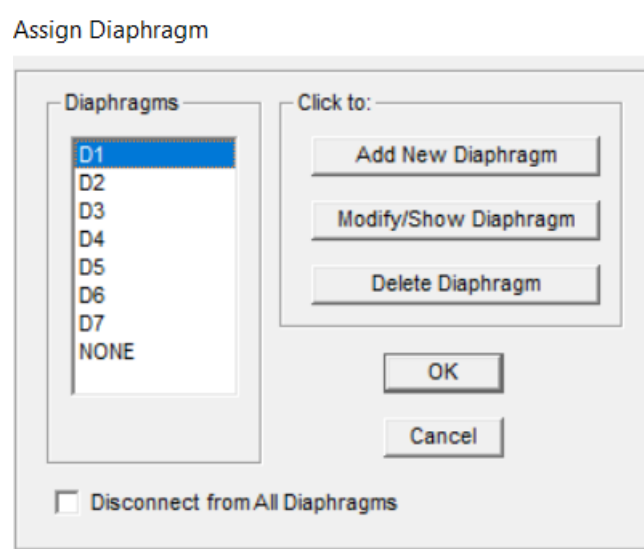


Figure IV.11. Introduction des diaphragmes

12. Analyse

Définition du type d'analyse selon le cas (analyse statique ou dynamique...).

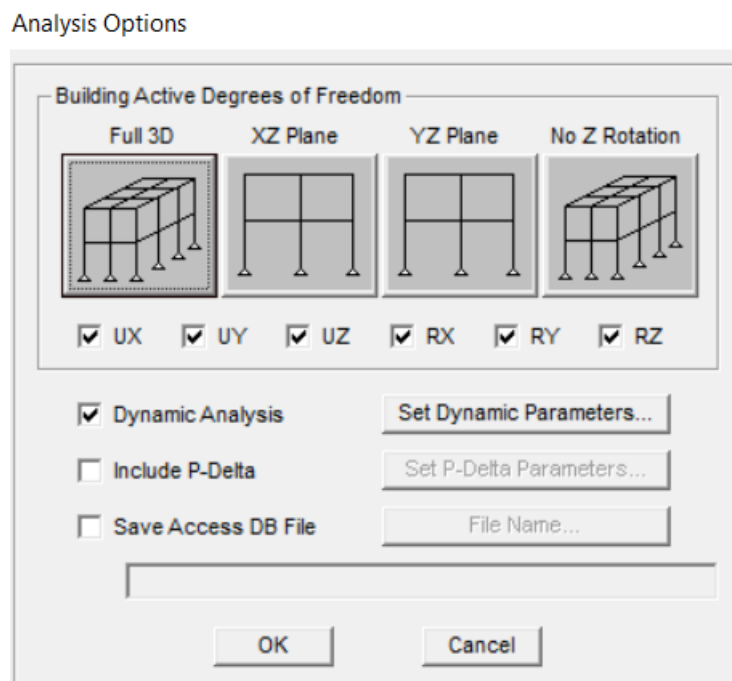


Figure IV.12. Analyse

IV.4. Etude sismique**IV.4.1. Introduction**

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi, le calcul du bâtiment vis-à-vis de séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est faite par le logiciel **ETABS** qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basée sur le principe de la superposition modale.

IV.4.2. Modélisation de masse

- La masse volumique attribuée aux matériaux composant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2.5t/m^3$.
- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le RPA99/Version 2003 avec $(\beta=0.2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse des escaliers a été répartie au niveau des poutres palières et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

IV.4.3. Modélisation de la rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suite :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveaux i et i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type Wall à quatre nœuds.
- La dalle est modélisée par un élément surfacique type « Slab » à quatre nœuds.
- Pour tous les planchers, nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

IV.4.4. Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.4.4.1. La méthode statique équivalente

Les forces dynamiques réelles 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 choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment étudié satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plan au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :
 - Groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m
 - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
 - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.
- La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est classée dans un groupe d'usage 2 et sa hauteur est supérieure à 17 m (21.42 m).

IV.4.4.2. La méthode d'analyse modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où les conditions d'utilisation de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées.

Le principe de cette méthode est la rechercher pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul. Ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- La somme des coefficients des modes soit aux moins égales 90 %.
- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{Et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec}$$

Où : N représente le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

IV.4.5. Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω). Pour des accélérogrammes données, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement.

Q : Facteur de qualité

La Figure IV.13 suivantes, montre la représentation graphique du spectre de réponse

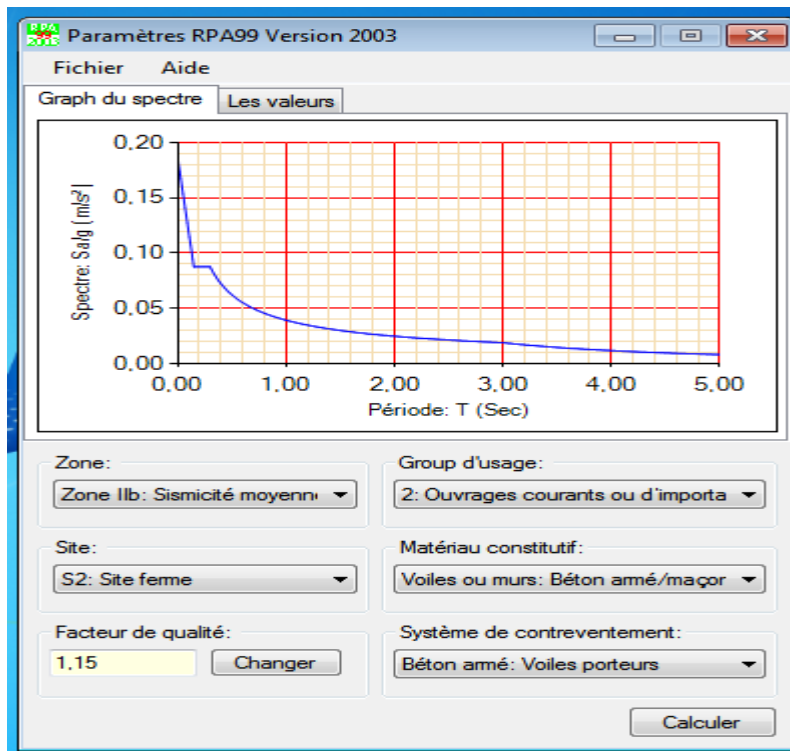


Figure IV.13. Spectre de réponse RPA 99.

IV.4.6. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone (A = 0.20 ; groupe d'usage 2 et zone sismique IIb).
- D : facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s . \end{cases}$$

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le Tableau 4.7 de RPA99/Version 2003.

IV.4.7. Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le RPA99/version 2003 sont :

$$T = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et de type de remplissage (C_T = 0.05).

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (h_N = 21.42 m).

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$\begin{cases} \Rightarrow D_x = 27.4m \\ \Rightarrow D_y = 24.6m \end{cases}$$

Selon x-x

$$T_x = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{21.42}{\sqrt{27.4}} = 0.37 \text{ sec} \\ T = 0.05 \times (21.42)^{3/4} = 0.50 \text{ Sec} \end{cases} \Rightarrow T_x = 0.37 \text{ sec}$$

Selon v-v

$$T_y = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{21.42}{\sqrt{24.6}} = 0.39 \text{ sec} \\ T = 0.05 \times (21.42)^{3/4} = 0.50 \text{ sec} \end{cases} \Rightarrow T_y = 0.39 \text{ sec}$$

Sol ferme → site2 $\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0.40 \text{ sec.} \end{cases}$

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

$$D_x = 2.5\eta \quad \text{Si } 0 < T_x < T_2$$

$$D_y = 2.5\eta \quad \text{Si } 0 < T_y < T_2$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages

Pour notre bâtiment on prend $\xi = 10$ %

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0.76$$

$$D_y = D_x = 2.5\eta = 2.5 \times 0.76 = 1.91$$

R : Coefficient de comportement

Les valeurs du coefficient de comportement sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement tableau (4.3) (Art 4.2.3 RPA 99/Version 2003.), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Pour notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système (voiles- porteurs) en béton armé (R=3.5).

Q : facteur de qualité de la structure. Il est fonction de :

redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent régularité en plan et en élévation la qualité de contrôle de la construction La valeur de Q déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Avec :

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

Les pénalités sont résumées dans le Tableau (Tableau 4.4 de RPA 99/version 2003)

Tableau IV.1. Facteur de qualité Q de la structure selon RPA 99/version 2003.

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		Observé	Valeur	Observé	Valeur
1	Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1	Non	0.1

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_x = Q_y = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.1) = 1.15$$

- **T : Périodes caractéristiques :**

$$\left. \begin{matrix} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.40 \text{ s} \end{matrix} \right\} \text{site } S_2$$

- **W : poids de la structure calculé par la formule suivante :**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

W_i Étant donné par : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

avec :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher "i" ;

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels,

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau "i" ;

B: Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation,

$\beta = 0.2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

Le Tableau récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment.

Tableau IV.2. Paramètres sismiques.

Coefficient	Conditions	Valeur
A	Ouvrage groupe 2 Hauteur bâtiment > 48m Zone sismique IIb	0.20
R	Système de contreventement par des voiles porteurs	3.5
Q	$1 + \sum P_q$	1.15
ξ	-	10%
η	$[(7 / (2 + \epsilon))]^{1/2} \geq 0.7$	0.76
T_1	Site 2	0.15 s
T_2	Site 2	0.40 s

IV.4.8. Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisées par le RPA99 version 2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet 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 $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) par le rapport : $\frac{0.8V}{V_t}$

IV.4.9. Vérifications exigées par le RPA 99/version 2003

Pour les deux méthodes de calcul, le RPA 99/version 2003 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification des périodes
- Vérification de participation massique
- Vérification de la résultante des forces sismiques
- Vérification de déplacements inter-étages
- Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ

IV.5. Interprétation des résultats

Nous présenterons les différents modèles de disposition des voiles de contreventement, ainsi que les vérifications nécessaires et les résultats de l'analyse sismique réalisée par l'ETABS.

IV.5.1. Modèle initial (Structure sans voiles) :

Dans le premier modèle, les voiles de contreventement sont disposés dans la cage d'escalier (Figure IV.14).

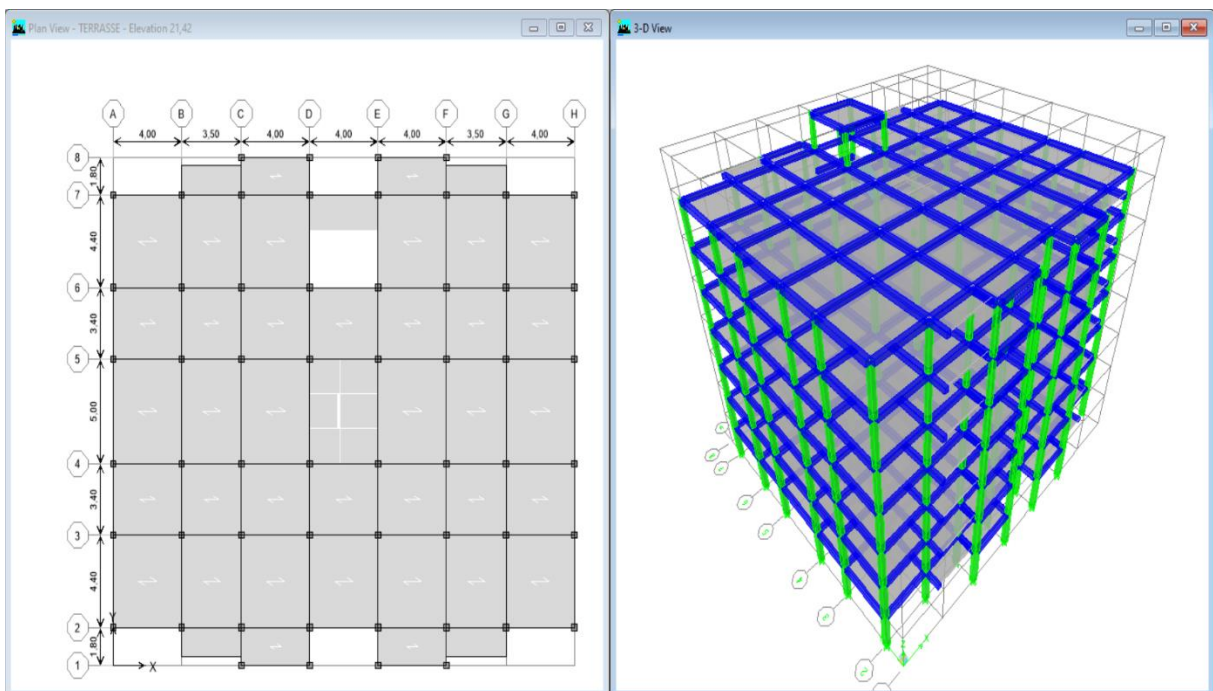


Figure IV.14. Modèle initial sans voiles

IV.5.1.1. Caractéristiques dynamiques propres du modèle initial

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau

Tableau IV.3. Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1,090404	57,7911	0	57,7911	0	19,6485
2	0,963169	0,0138	76,9339	57,8049	76,9339	0,0409
3	0,937458	19,7459	0,0552	77,5508	76,989	57,6352
4	0,381418	8,4098	0,0001	85,9606	76,9892	3,7494
5	0,338344	0,0007	13,0589	85,9612	90,048	0,0037
6	0,327148	3,8391	0,0049	89,8003	90,053	8,6228
7	0,219229	3,033	0,0003	92,8334	90,0532	1,2674

On constate que le modèle présente :

- Une période fondamentale : $T=1,09$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 7^{ème} mode,
- Le 1^{er} mode est un mode rotation.
- Le 2^{ème} mode est un mode translation suivant l'axe Y-Y.
- Le 3^{ème} mode est mode de torsion.

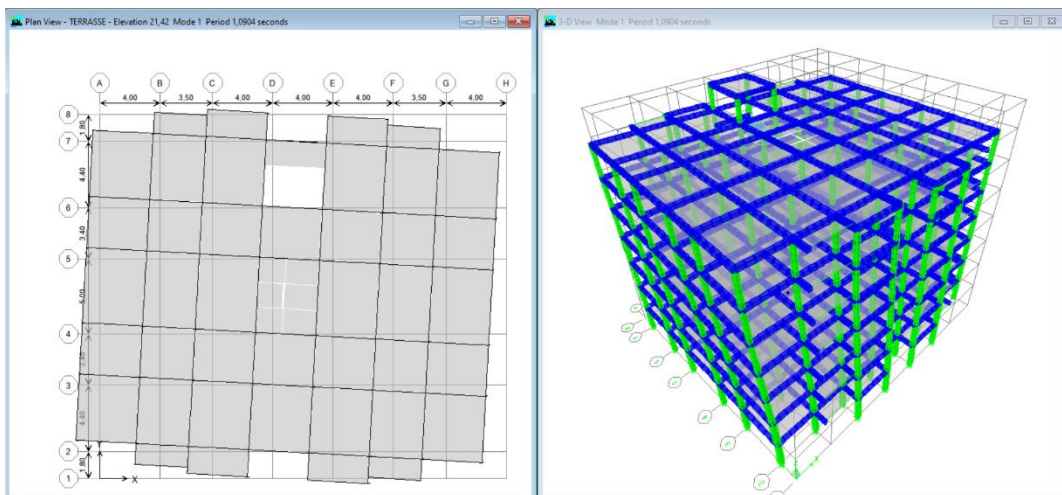


Figure IV.15. Modèle initial mode 1.

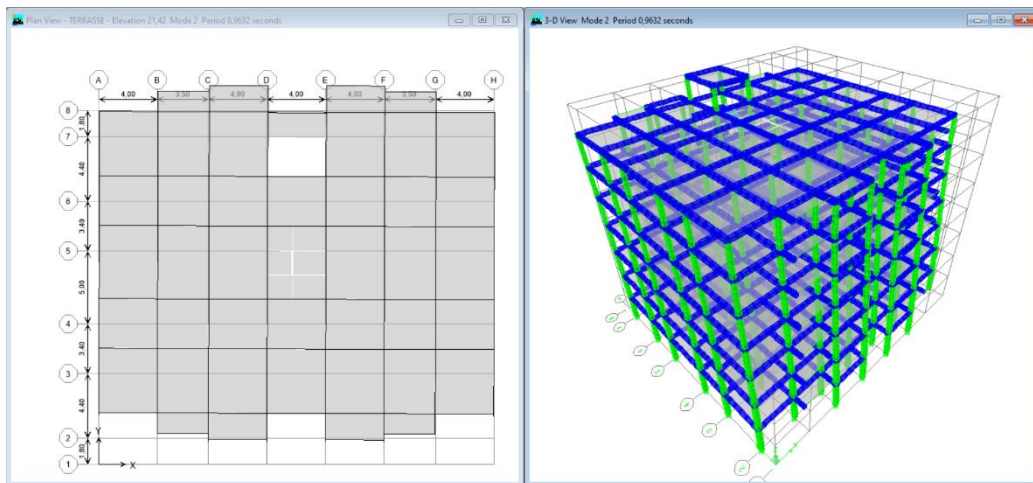


Figure IV.16. Modèle initial mode 2

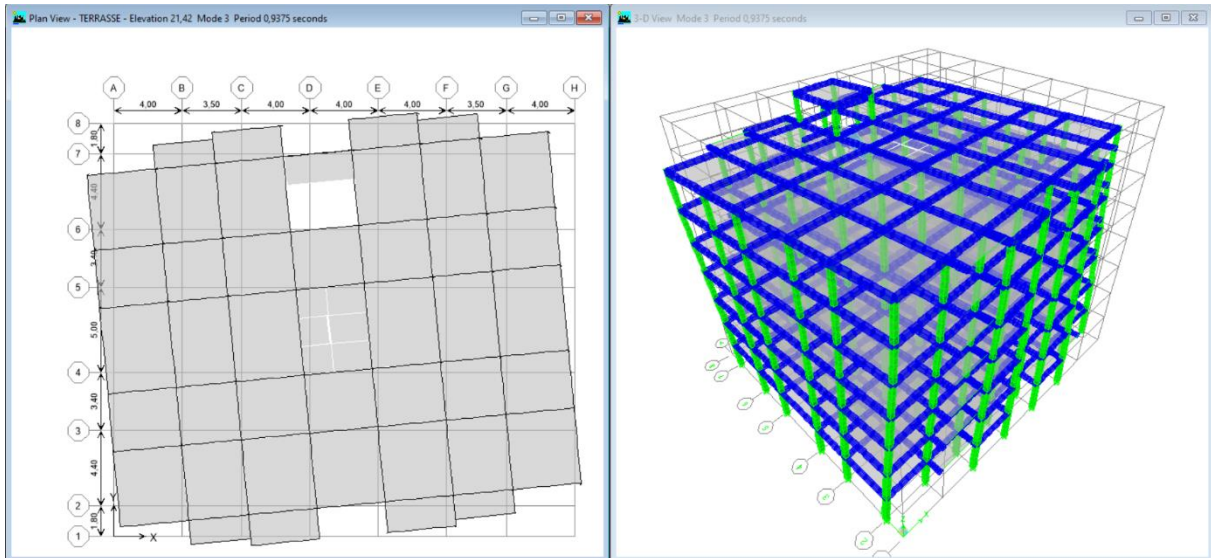


Figure IV.17. Modèle initial mode 3

IV.5.1.2. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99 modifié en 2003

D’après le fichier des résultats d’ETABS on a :

IV.5.1.2.1. Vérification des périodes

Les valeurs des périodes T données par l’ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30 %.

Tableau IV.4. Vérification des périodes.

	T_{RPA} (s)	T_{ETABS} (s)	$1.3 \times T_{RPA}$ (s)	$T_{ETABS} \leq 1.3T_{RPA}$
X	0.37	1.09	0.48	Non vérifiée
Y	0.39	0,96	0.51	Non vérifiée

IV.5.1.2.2. Vérification de participation massique

Pour les structures représentées par des modèles plans deux directions, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d’excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d’après RPA99 (version 2003). Le Tableau 4.5 donne le pourcentage de participation massique.

Tableau IV.5. Pourcentage de participation massique.

Mode	Period T (s)	Participation massique		Cumul de participation massique (%)	
		Sens (x)	Sens (y)	Sens (x)	Sens (y)
1	1,090404	57,7911	0	57,7911	0
2	0,963169	0,0138	76,9339	57,8049	76,9339
3	0,937458	19,7459	0,0552	77,5508	76,989
4	0,381418	8,4098	0,0001	85,9606	76,9892
5	0,338344	0,0007	13,0589	85,9612	90,048
6	0,327148	3,8391	0,0049	89,8003	90,053
7	0,219229	3,033	0,0003	92,8334	90,0532

IV.5.1.2.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques V déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Soit : $V_T \geq 0.8 V$.

• **Calcul de la force sismique totale**

La force sismique totale V donnée au Tableau 4.5, est calculée dans les deux directions X,

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} \cdot W$$

Y par les formules :

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} \cdot W$$

Tableau IV.6. Calcul de force sismique

A	D _x	D _y	R	Q _x	Q _y	∑W _i (kN)	V _x (kN)	V _y (kN)
0.2	2.2	2.2	5	1.15	1.15	39088,17	3955.7	3955.7

Le Tableau IV.7 regroupe la vérification de la résultante des forces sismique

Tableau IV.7. Vérification de la résultante des forces sismique

	V (kN)	V _t (kN)	0.8V	V _t ≥ 0.8V
XX	3955.7	2448,43	3164.56	Non
YY	3955.7	2774,12	3164.56	No

Selon RPA 99/ version 2003, il faut augmenter tous les paramètres de réponse (forces, déplacement, moments,) par le rapport : $0.8V/V_t$

IV.5.1.2.4. Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} Déplacement du aux forces sismique

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est calculé par :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon RPA 99 /version 2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser.

$$\Delta K\text{-limite} = 0.01h_e$$

h_e : la hauteur de l'étage k

Les résultats de la vérification des déplacements inter-étages selon les deux sens sont regroupés dans les Tableaux ci-dessous.

Tableau IV.8. Vérification des déplacements inter-étages sens XX

Niveau	δ_e (cm)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	0.01 he (cm)	Vérification
T	2,85	14,25	1,2	3.06	Oui
6 ^{ème}	2,61	13,05	1,85	3.06	Oui
5 ^{ème}	2,24	11,2	4,75	3.06	Non
4 ^{ème}	1,29	6,45	0	3.06	Oui
3 ^{ème}	1,29	6,45	2,65	3.06	Oui
2 ^{ème}	0,76	3,8	2,3	3.06	Oui
1 ^{ème}	0,3	1,5	1,9	3.06	Oui

Tableau IV.9. Vérification des déplacements inter-étages sens YY

Niveau	δ_e (cm)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	0.01 he (cm)	Vérification
T	2,67	13,35	1,2	3.06	Oui
6 ^{ème}	2,43	12,15	1,8	3.06	Oui
5 ^{ème}	2,07	10,35	2,4	3.06	Oui
4 ^{ème}	1,59	7,95	2,15	3.06	Oui
3 ^{ème}	1,16	5,8	2,35	3.06	Oui
2 ^{ème}	0,69	3,45	2	3.06	Oui
1 ^{ème}	0,29	1,45	1,45	3.06	Oui

Conclusion

Le période fondamental et le déplacement inter étage dans les deux sens, ne sont pas vérifiés, donc on doit augmenter la rigidité de la structure par l’ajout des voiles.

IV.5.2. Modèle final

La Figure IV.18 montre la disposition finale des voiles de contreventement. Notre structure est contreventée par seize (16) voiles, disposés pour assurer un bon comportement dynamique du bâtiment sous l'effet de l'action sismique, et pour améliorer son comportement ductile, qualité structurale indispensable dans les régions de forte sismicité.

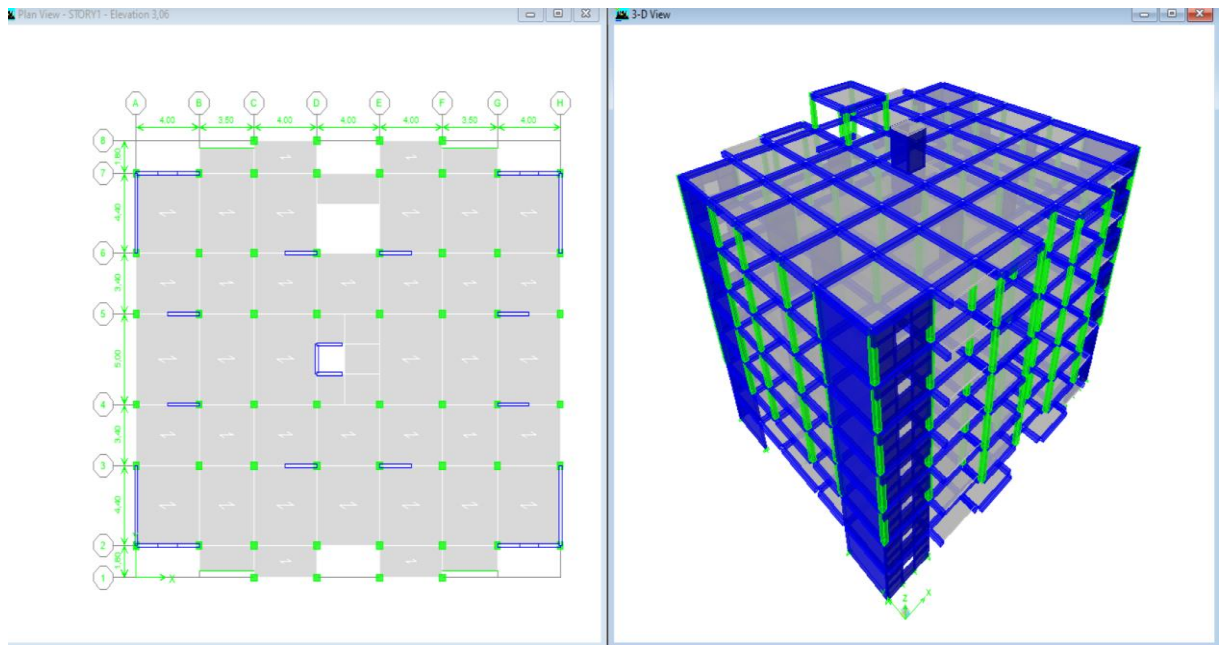


Figure IV.18. Disposition finale des voiles

IV.5.2.1. Caractéristiques dynamiques propres du modèle final

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau.

Tableau IV.10. Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,456652	0,1101	68,7823	0,1101	68,7823	0,0012
2	0,452719	69,4022	0,1092	69,5123	68,8915	0,0526
3	0,287757	0,0494	0,002	69,5617	68,8934	68,9048
4	0,148553	1,2166	0,0005	70,7783	68,8939	0,4309
5	0,14377	0	1,1973	70,7783	70,0912	0
6	0,137738	0,1447	0,0004	70,923	70,0916	0,005
7	0,112896	17,6687	0,0001	88,5917	70,0917	0,0571
8	0,109891	0	19,2814	88,5917	89,3731	0,0005
9	0,106143	0,0151	0,0011	88,6068	89,3742	0,0018
10	0,0711	0,0095	0,0003	88,6163	89,3745	20,8416
11	0,054136	5,8463	0,0001	94,4626	89,3746	0,0055
12	0,053216	0	6,0588	94,4626	95,4334	0

On constate que le modèle présente :

- Une période fondamentale : $T=0.45$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 12^{ème} mode,
- Le 1^{er} mode est un mode translation suivant l'axe Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est un mode translation suivant l'axe X-X.
- Le 3^{ème} mode est mode de torsion.

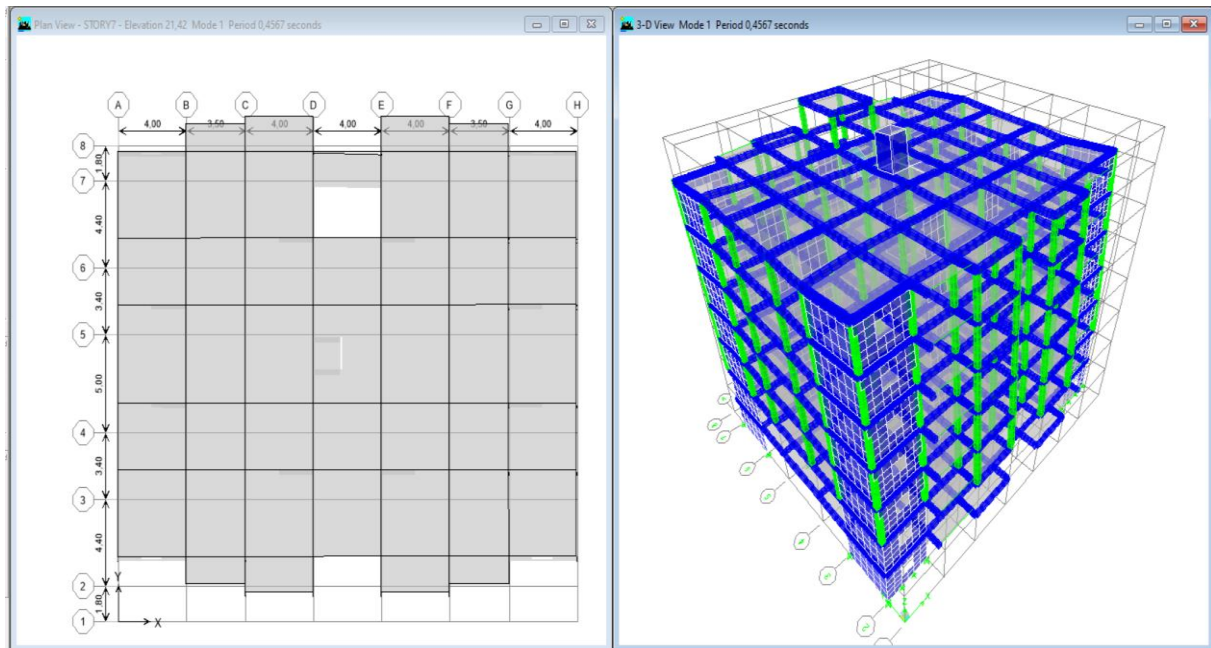


Figure IV.19. Modèle final mode 1 translation suivant Y-Y.

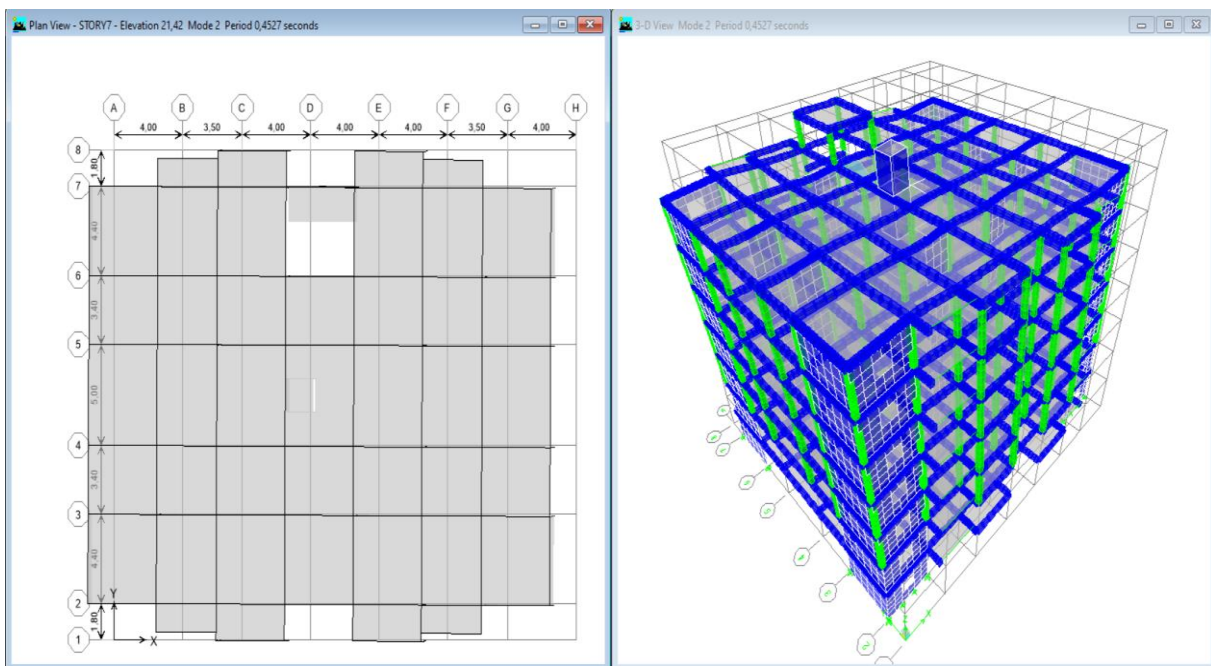


Figure IV.20. Modèle final mode 2 translation suivant X-X.

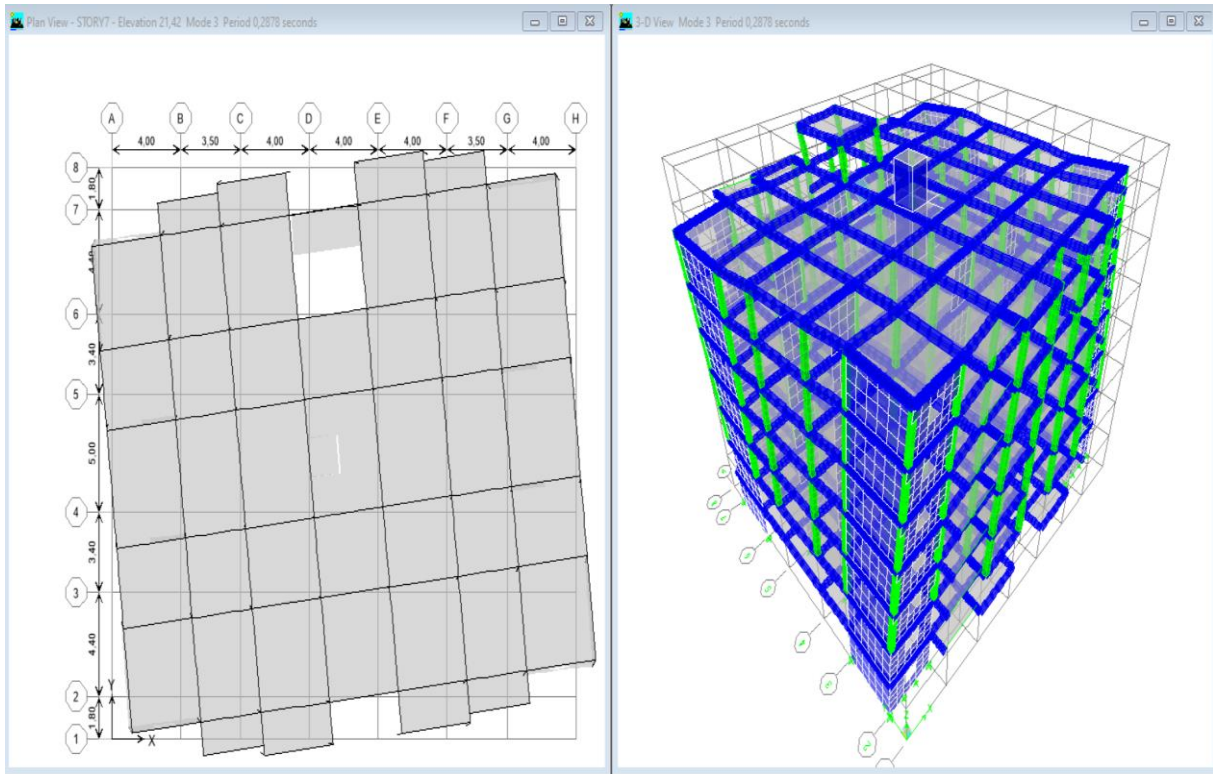


Figure IV.21. Modèle final mode3 rotation Z.

Les caractéristiques géométriques obtenues sont données dans le tableau.

Tableau IV.11. Center de masse du mode final.

Etage	Diaphragme	XCCM	YCCM	XCR	YCR
RDC	D1	13,486	12,053	13,322	12,198
Etage 1	D2	13,485	12,052	13,359	12,328
Etage 2	D3	13,485	12,052	13,371	12,46
Etage 3	D4	13,485	12,051	13,374	12,579
Etage 4	D5	13,485	12,051	13,373	12,676
Etage 5	D6	13,485	12,051	13,37	12,747
Etage 6	D7	13,454	11,99	13,368	12,787

IV.5.2.2. Vérification des périodes

La vérification des périodes est donnée au Tableau.

Tableau IV.12. Vérification des périodes.

	T_{RPA} (s)	T_{ETABS} (s)	$1.3 \times T_{RPA}$ (s)	$T_{ETABS} \leq 1.3T_{RPA}$
X	0.37	0,45	0.481	Vérifiée
Y	0.39	0,45	0.507	Vérifiée

IV.5.2.3. Vérification de participation massique

La vérification de pourcentage de participation massique est donnée au Tableau.

Tableau IV.13. Pourcentage de participation massique.

Mode	Période (s)	Participation massique		Cumul de participation massique (%)	
		Sens (x)	Sens (y)	Sens (x)	Sens (y)
1	0,456652	0,1101	68,7823	0,1101	68,7823
2	0,452719	69,4022	0,1092	69,5123	68,8915
3	0,287757	0,0494	0,002	69,5617	68,8934
4	0,148553	1,2166	0,0005	70,7783	68,8939
5	0,14377	0	1,1973	70,7783	70,0912
6	0,137738	0,1447	0,0004	70,923	70,0916
7	0,112896	17,6687	0,0001	88,5917	70,0917
8	0,109891	0	19,2814	88,5917	89,3731
9	0,106143	0,0151	0,0011	88,6068	89,3742
10	0,0711	0,0095	0,0003	88,6163	89,3745
11	0,054136	5,8463	0,0001	94,4626	89,3746
12	0,053216	0	6,0588	94,4626	95,4334

IV.5.2.4. Vérification de la résultante des forces sismiques

Les Tableaux IV.15 et IV.16 présentent le calcul et la vérification de la résultante des forces sismiques.

Tableau IV.14. Calcul de la force sismique.

A	D _x	D _y	R	Q _x	Q _y	∑W _i (kN)	V _x (kN)	V _y (kN)
0.2	1.91	1.91	3.5	1.15	1.15	45649,68	5729,69	5729,69

Tableau IV.15. Vérification de la résultante des forces sismique de calcul.

	V _{dyn} (kN)	V _t (kN)	0.8V	V _t ≥ 0.8V
XX	4765,1	5729,69	4583,75	Oui
YY	4754,38	5729,69	4583,75	Oui

IV.5.2.4.1. Justification le < R > de système de contreventement :

D'après l'art 3.4 du RPA 99 version 2003, il faut que

Les voiles de contreventement doivent reprendre plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

$$\frac{\sum F_z \text{voiles}}{\sum F_z \text{portiques} + \sum F_z \text{voiles}} \geq 20\% \text{ des charges verticales reprises par les voiles}$$

Tableau IV.16. Vérification de la portance vis-à-vis l'effort vertical.

Combinaison	Globale (kN)	Voiles (kN)	Pourcentage des voiles (%)
ELS	50889,97	14155,78	27,8

On remarque que le pourcentage P des charges verticales reprises repris par les voiles est supérieur à 20%, donc la condition dessus de l'art 3.4 du RPA 99 version 2003 est vérifiée.

Donc on est dans le cas « 2 » : un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, c'est-à-dire on prend R=3,5.

IV.5.2.5. Vérification des déplacements

Les déplacements inter-étages dans les deux sens sont regroupés dans les Tableaux présentés ci-dessous.

Tableau IV.17. Vérification des déplacements inter-étages sens X-X.

Niveau	δ_e (cm)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	0.01 he (cm)	Vérification
T	1,04	3,64	0,63	3.06	Oui
6 ^{ème}	0,86	3,01	0,63	3.06	Oui
5 ^{ème}	0,68	2,38	0,63	3.06	Oui
4 ^{ème}	0,5	1,75	0,6	3.06	Oui
3 ^{ème}	0,33	1,15	0,56	3.06	Oui
2 ^{ème}	0,17	0,59	0,38	3.06	Oui
1 ^{ème}	0,06	0,21	0,21	3.06	Oui

Tableau IV.18. Vérification des déplacements inter-étages sens Y-Y.

Niveau	δ_e (cm)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	0.01 he (cm)	Vérification
T	1,05	3,67	0,63	3.06	Oui
6 ^{ème}	0,87	3,04	0,66	3.06	Oui
5 ^{ème}	0,68	2,38	0,67	3.06	Oui
4 ^{ème}	0,49	1,71	0,59	3.06	Oui
3 ^{ème}	0,32	1,12	0,56	3.06	Oui
2 ^{ème}	0,17	0,56	0,38	3.06	Oui
1 ^{ème}	0,06	0,21	0,21	3.06	Oui

IV.5.2.6. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré

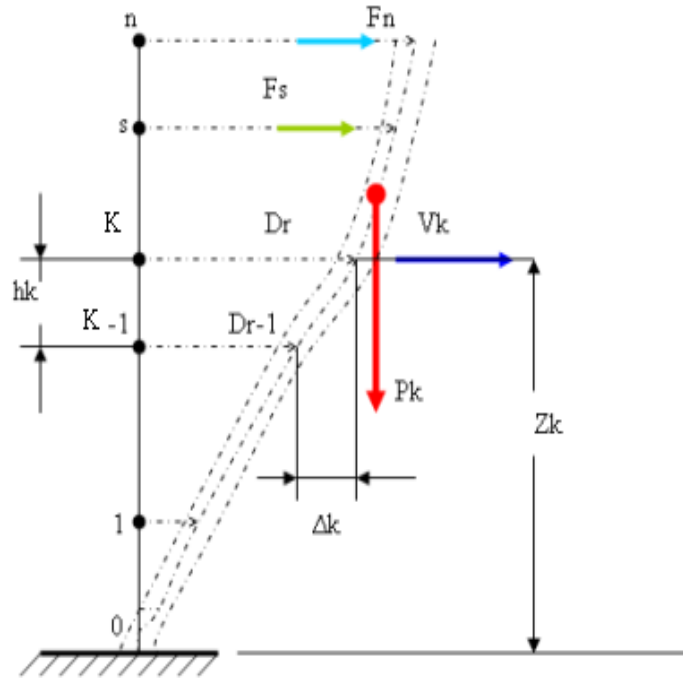


Figure IV.22. Evaluation des effets du second ordre

Les effets de second ordre (l'effet PΔ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau 'K' :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{Déjà calculé.}$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du premier

ordre par le facteur : $\frac{1}{(1 - \theta_K)}$

Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les Tableaux présentés ci-dessous regroupent les vérifications de l'effet P-Δ dans les deux sens.

Tableau IV.19. Vérification de l'effet P-Δ sens X-X.

Niveaux	Pk (kN)	Vk (kN)	Δk (cm)	Hk (cm)	Θ _x	Observation
T	7161,62	1528,94	0,63	306	0,01	Vérifier
6 ^{ème}	13429,93	2510,43	0,63	306	0,011	Vérifier
5 ^{ème}	19698,24	3248,38	0,63	306	0,012	Vérifier
4 ^{ème}	26105,77	3830,24	0,6	306	0,013	Vérifier
3 ^{ème}	32513,31	4273,42	0,56	306	0,014	Vérifier
2 ^{ème}	39081,49	4604,73	0,38	306	0,011	Vérifier
1 ^{ème}	45649,68	4765,1	0,21	306	0,007	Vérifier

Tableau IV.20. Vérification de l'effet P-Δ sens Y-Y.

Niveaux	Pk(kN)	Vk(kN)	Δk(cm)	hk(cm)	Θ _Y	Observation
T	7161,62	1528,94	0,63	306	0,01	Vérifier
6 ^{ème}	13429,93	2510,81	0,66	306	0,012	Vérifier
5 ^{ème}	19698,24	3225,6	0,67	306	0,013	Vérifier
4 ^{ème}	26105,77	3791,73	0,59	306	0,013	Vérifier
3 ^{ème}	32513,31	4231,55	0,56	306	0,014	Vérifier
2 ^{ème}	39081,49	4554,39	0,38	306	0,014	Vérifier
1 ^{ème}	45649,68	4771,04	0,21	306	0,007	Vérifier

IV.5.2.7. Vérifications des Sollicitations normales

Outre les vérifications prescrites par le « C.B.A » et dans le but d'éviter ou 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 :

$$v = \frac{Nd}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0.3$$

Les résultats trouvés récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau IV21. Vérifications des Sollicitations normales modèle final

Niveau	Nd (kN)	B _{pot} (m)	B _c (m ²)	Fc28 (MPa)	v	Vérification	Observation
RDC	971,17	0,4	0,1600	25	0,24	0,3	Vérifiée
1	824,9	0,4	0,1600	25	0,21	0,3	Vérifiée
2	673,25	0,35	0,1225	25	0,22	0,3	Vérifiée
3	635,47	0,35	0,1225	25	0,21	0,3	Vérifiée
4	394,47	0,3	0,0900	25	0,18	0,3	Vérifiée
5	266,84	0,3	0,0900	25	0,12	0,3	Vérifiée
6	168,81	0,3	0,0900	25	0,08	0,3	Vérifiée

IV.5.2.8. Vérification de la stabilité vis-à-vis le renversement

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origines sismique.

Il faut vérifier que : $\frac{\text{moment résistant}}{\text{moment de renversement}} \geq 1.5$

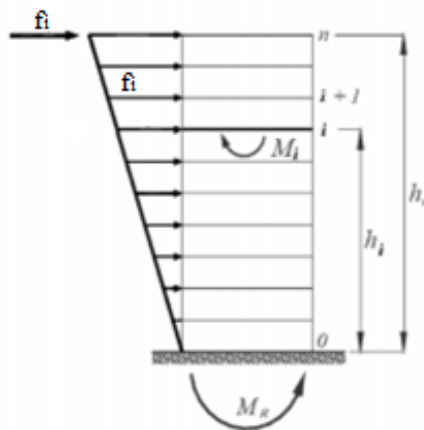


Figure. IV.23. Schéma du renversement

Sachant que :

W_i : Poids de chaque niveau.

X_i, Y_i Coordonnées des centres de gravité de chaque niveau.

Moment résistant (de stabilité)

$$Ms_x = \sum_{i=1}^n Mi = \sum_{i=1}^n X_{xgi} W_i$$

$$Ms_y = \sum_{i=1}^n Mi = \sum_{i=1}^n X_{ygi} W_i$$

Moment de renversement

$$Mr_x = \sum_{i=1}^n Mr_{ix} = \sum_{i=1}^n h_{ix} f_{ix}$$

$$Mr_y = \sum_{i=1}^n Mr_{iy} = \sum_{i=1}^n h_{iy} f_{iy}$$

f_i : force sismique pour chaque étage.

Tableau. IV.22. Vérification du renversement

Direction	Σ Ms	Σ Mr	Σ Ms/Σ Mr	Observation
Suivant X-X	608410.23	72788.73	8.36	Vérifié
Suivant Y-Y	572446.99	72083	7.49	Vérifié

IV.6. Conclusion :

Les étapes de vérification suivies pour définir les modèles finals étaient de :

- Déterminer les modes propres de telle sorte que 1ère et 2ème translation, la 3ème torsion pour avoir plus de sécurité.
- La vérification de l’effort tranchant à la base obtenue par l’approche statique équivalente est spécifiée comme l’effort tranchant minimal à la base (=0.8*VMSE), avec l’implication de ce dernier par l’analyse dynamique qui est ajustée par rapport à la valeur obtenue par le calcul statique équivalent s’il est inférieur.
- Vérifier les déplacements inter-étage qui a pour but rigidité latérale imposé par le RPA99 modifié en 2003 [1].
- Vérifier l’effet P-Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis le moment de 2ème ordre.
- Vérifier l’effort normal réduit dans les poteaux.
- Vérification vis-à-vis le renversement.

Ces critères sont vérifiés au fur et à mesure qu’on charge le modèle, donc on adopte cette disposition des voiles concernant le contreventement de la structure

Chapitre V :
Ferraillage des éléments principaux

Chapitre V. Ferrailage des éléments structuraux

V.1. Introduction

Dans ce chapitre nous allons présenter le dimensionnement des éléments structuraux de la variante retenue.

Les différentes sollicitations qui seront considérées ensuite ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **ETABS (version 9.7.0)** :

- Les poutres seront dimensionnées en flexion simple ;
- Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.

Nous allons étudier le ferrailage des éléments structuraux, à l'aide du Logiciel **SOCOTEC**

V.2. Ferrailage des Poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal " N " par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

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

a. Situation durable :

Tableau.V.1 Situation durable.

Béton	$\gamma_b=1,5$	$f_{c28}=25\text{MPa}$	$\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$
Acier	$\gamma_s=1,15$	Nuance FeE400	$\sigma_s=348\text{MPa}$

b. Situation accidentelle :

Tableau.V.2 Situation accidentelle

Béton	$\gamma_b=1,15$	$f_{c28}=25\text{MPa}$	$\sigma_{bc}=18,48\text{MPa}$
Acier	$\gamma_s=1,00$	Nuance FeE400	$\sigma_s=400\text{MPa}$

V.2.1. Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

a. Selon BAEL 91 :

a.1. ELU : - Situation durable

$$1,35G+1,5Q$$

a.2. ELS : - Situation durable

$$G+Q$$

b. Selon RPA 99 : - Situation accidentelle

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

avec :

G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

1- N^{max}, M^{corr}

2- M^{max}, N^{corr}

V.2.2. Recommandations du RPA99 Version 2003

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique IIb, La section A_s des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm}^2 \text{ pour par } 1\text{mètre de longueur de parement} \\ 0,1\% \leq \frac{A_s}{b h} \leq 0,5\% \end{array} \right.$$

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone **IIb** par « **RPA99 modifié en 2003 [1]** » :
 - Leur pourcentage est limité par :

$$0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 0,3\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 0,6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de $12mm$.
- La longueur minimale de 50ϕ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser $20cm$.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

Les résultats des efforts et ferraillage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

Remarque :

Pour le calcul des différentes sections de ferraillage, on à utiliser un logiciel de calcul (**SOCOTEC**), qui calcul selon les règles **BAEL** (section rectangulaire).

Les résultats des efforts et ferraillage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

V.2.3. Ferrailage avec le logiciel SOCOTEC

1. Situation durable :

- Combinaison : 1,35G+1,5Q

a. (N^{max}, M^{corr})

Tableau V.3. Ferrillages des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_s^{min}(RPA)$ (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC→1 ^{ER}	40×40	-1488,35	10,067	SEC	0	0	14,4	8T16	16,08
2 ^{ER} →3 ^{ER}	35×35	-1027,69	22,298	SEC	0	0	11,025	8T14	12,32
4 ^{ER} →6 ^{ER}	30×30	-240,61	20,279	SEC	0	0	8,1	8T12	9,05

b. ($M2^{max}, N^{corr}$)

Tableau V.4. Ferrillages des poteaux situation durable ($N^{corr}, M2^{max}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{corr} (kN)	$M2^{max}$ (kN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_s^{min}(RPA)$ (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC→1 ^{ER}	40×40	-907,88	-34,762	SEC	0	0	14,4	8T16	16,08
2 ^{ER} →3 ^{ER}	35×35	-574,22	-32,663	SEC	0	0	11,025	8T14	12,32
4 ^{ER} →6 ^{ER}	30×30	-127,36	-26,67	SPC	0	1,17	8,1	8T12	9,05

c. ($M3^{max}, N^{corr}$)

Tableau V.5. Ferrillages des poteaux situation durable ($N^{corr}, M3^{max}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{corr} (kN)	$M3^{max}$ (kN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_s^{min}(RPA)$ (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC→1 ^{ER}	40×40	-1293,79	10,987	SEC	0	0	14,4	8T16	16,08
2 ^{ER} →3 ^{ER}	35×35	-576,49	12,348	SEC	0	0	11,025	8T14	12,32
4 ^{ER} →6 ^{ER}	30×30	-156,83	15,885	SEC	0	0	8,1	8T12	9,05

2. Situation accidentelle :

- Combinaison : G+Q±E

Tableau V.6. Ferrillages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_s^{min}(RPA)$ (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC→1 ^{ER}	40×40	-1128,79	-15,094	SEC	0	0	14,4	8T16	16,08
2 ^{ER} →3 ^{ER}	35×35	-780,39	-24,005	SEC	0	0	11,025	8T14	12,32
4 ^{ER} →6 ^{ER}	30×30	-452,14	-19,783	SEC	0	0	8,1	8T12	9,05

b. ($M2^{max}, N^{corr}$)

Tableau V.7. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{corr}, M2^{max}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{corr} (kN)	M2 ^{max} (kN.m)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _s ^{min} (RPA) (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC→1 ^{ER}	40×40	-766,66	-58,836	SEC	0	0	14,4	8T16	16,08
2 ^{ER} →3 ^{ER}	35×35	-453,03	-63,752	SEC	0	0	11,025	8T14	12,32
4 ^{ER} →6 ^{ER}	30×30	-107,19	-52,344	SPC	0	3,86	8,1	8T12	9,05

c. ($M3^{max}, N^{corr}$)

Tableau V.8. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{corr}, M3^{max}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{corr} (kN)	M3 ^{max} (kN.m)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _s ^{min} (RPA) (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC→1 ^{ER}	40×40	-466,32	44,151	SEC	0	0	14,4	8T16	16,08
2 ^{ER} →3 ^{ER}	35×35	-309,48	54,042	SPC	0	0,57	11,025	8T14	12,32
4 ^{ER} →6 ^{ER}	30×30	-98,97	45,277	SPC	0	2,35	8,1	8T12	9,05

3. Situation accidentelle :

- Combinaison : 0,8G±E

Tableau V.9. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{max} (kN)	M ^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _s ^{min} (RPA) (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC→1 ^{ER}	40×40	-794,95	-17,333	SEC	0	0	14,4	8T16	16,08
2 ^{ER} →3 ^{ER}	35×35	-553,48	-25,346	SEC	0	0	11,025	8T14	12,32
4 ^{ER} →6 ^{ER}	30×30	-320,3	-20,96	SEC	0	0	8,1	8T12	9,05

b. ($M2^{max}, N^{corr}$)

Tableau V.10. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{corr}, M2^{max}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{corr} (kN)	M2 ^{max} (kN.m)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _s ^{min} (RPA) (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC→1 ^{ER}	40×40	-626,27	-53,909	SEC	0	0	14,4	8T16	16,08
2 ^{ER} →3 ^{ER}	35×35	-369,67	-58,526	SEC	0	0,29	11,025	8T14	12,32
4 ^{ER} →6 ^{ER}	30×30	-86,7	-48,568	SPC	0	3,69	8,1	8T12	9,05

c. ($M3^{max}, N^{corr}$)

Tableau V.11. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{corr}, M3^{max}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{corr} (kN)	M3 ^{max} (kN.m)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _s ^{min} (RPA) (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC→1 ^{ER}	40×40	-259,84	42,516	SEC	0	0	14,4	8T16	16,08
2 ^{ER} →3 ^{ER}	35×35	-176,52	50,961	SPC	0	1,91	11,025	8T14	12,32
4 ^{ER} →6 ^{ER}	30×30	-67,92	41,43	SPC	0	3,17	8,1	8T12	9,05

V.2.4. Choix des armatures

Quel que soit la combinaison, c'est le minimum exigé par le RPA 99 qui prédomine

Tableau. V.12. Choix des armatures des poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC→1 ^{ER}	40×40	0	14.4	64	96	8T16	16,08
2 ^{ER} →3 ^{ER}	35×35	1,91	11.025	49	73,5	8T14	12,32
4 ^{ER} →6 ^{ER}	30×30	3,86	8.1	36	54	8T12	9,05

V.2.5. Vérification vis-à-vis de l'Etat limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (Mser , Nser) (annexe, organigramme). puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- **Béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

- **Acier :**

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, 150\eta\right)$
- Fissuration très préjudiciable.....
 $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{1}{3} f_e, 110\eta\right)$

avec :

$\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 240MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. N^{ser}_{max} ; M^{ser}_{cor} :

Tableau V.13. Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kN.m)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC→1 ^{ER}	40×40	-1086,29	7,35	SEC	95,1	240	6,42	15	OK
2 ^{ER} →3 ^{ER}	35×35	-750,15	16,289	SEC	101,4	240	7,06	15	OK
4 ^{ER} →6 ^{ER}	30×30	-434,92	14,369	SEC	92,7	240	6,68	15	OK

b. M^{ser}_{max} ; N^{ser}_{cor} :

Tableau V.14. Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	M _{ser} (kNm)	N _{ser} (kN)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC→1 ^{ER}	40×40	7,875	-942,46	SEC	83,9	240	5,68	15	OK
2 ^{ER} →3 ^{ER}	35×35	6,789	-441,36	SEC	56	240	3,86	15	OK
4 ^{ER} →6 ^{ER}	30×30	5,891	-649,81	SEC	106,3	240	7,29	15	OK

V.2.6. Vérification de l'effort tranchant

V.2.6.1. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limité aux valeurs suivantes :

*** Selon le BAEL 91 modifié 99 :**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

*** Selon le RPA 99 version 2003 :**

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$ si l'élançement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élançement $\lambda < 5$

avec :

λ : L'élançement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.15. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC	40×40	31,02	0,22	5,35	0,075	1,875	2,5	OK
1 ^{ème}	40×40	-38,65	-0,27	5,35	0,075	1,875	2,5	OK
2 ^{ème}	35×35	39,91	0,32	6,12	0,075	1,875	2,5	OK
3 ^{ème}	35×35	45,16	0,36	6,12	0,075	1,875	2,5	OK
4 ^{ème}	30×30	39,72	0,37	7,14	0,075	1,875	2,5	OK
5 ^{ème}	30×30	40,34	0,37	7,14	0,075	1,875	2,5	OK
6 ^{ème}	30×30	39,04	0,36	7,14	0,075	1,875	2,5	OK

V.2.6.2. Ferrailage Transversal des Poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du *BAEL91 modifié 99* et celles du *RPA99 version 2003* ; elles sont données comme suit :

* **Selon BAEL91 modifié 99 :**

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

* **Selon le RPA99 version 2003 :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq \text{min}(10\phi_l ; 15\text{cm})$ Zone nodale (zone IIb).

$S_t \leq (15\phi_l)$ Zone courante (zone IIb).

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

λ_g : L'élançement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e=400MPa$ (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.16. Espacements maximums selon RPA99.

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Ø _t (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC, 1 ^{er}	40×40	8T16	16	10	15
2 ^{eme} 3 ^{eme}	35×35	8T14	14	10	15
4 ^{eme} 6 ^{eme}	30×30	8T12	12	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.17. Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveau	Section	lf (m)	λg	ρa	Tu _{max} (kN)	Zone	St (cm)	At ^{cal} (cm ²)	At _{min} (cm ²)	choix	As _{ado} (cm ²)
RDC	40×40	2,14	5,35	2,5	31,02	N	10	0,48	1,2	4T8	2,01
						C	15	0,73	1,8	4T8	2,01
1 Etage	40×40	2,14	5,35	2,5	38,65	N	10	-0,60	1,2	4T8	2,01
						C	15	-0,91	1,8	4T8	2,01
2 Etage	35×35	2,14	6,12	2,5	39,91	N	10	0,71	1,1	4T8	2,01
						C	15	1,07	1,6	4T8	2,01
3 Etage	35×35	2,14	6,12	2,5	45,16	N	10	0,81	1,1	4T8	2,01
						C	15	1,21	1,6	4T8	2,01
4 Etage	30×30	2,14	7,14	2,5	39,72	N	10	0,83	0,9	4T8	2,01
						C	15	1,24	1,4	4T8	2,01
5 Etage	30×30	2,14	7,140	2,5	40,34	N	10	0,84	0,9	4T8	2,01
						C	15	1,26	1,4	4T8	2,01
6 Etage	30×30	2,14	7,140	2,5	39,04	N	10	0,81	0,9	4T8	2,01
						C	15	1,22	1,4	4T8	2,01

V.2.7. Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de :

$L_r = 50\phi_l$ en zone IIb, est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.18. La longueur de recouvrement.

Les barres	T12	T14	T16
Le choix (mm)	600	700	800

Schéma de ferraillage des poteaux :

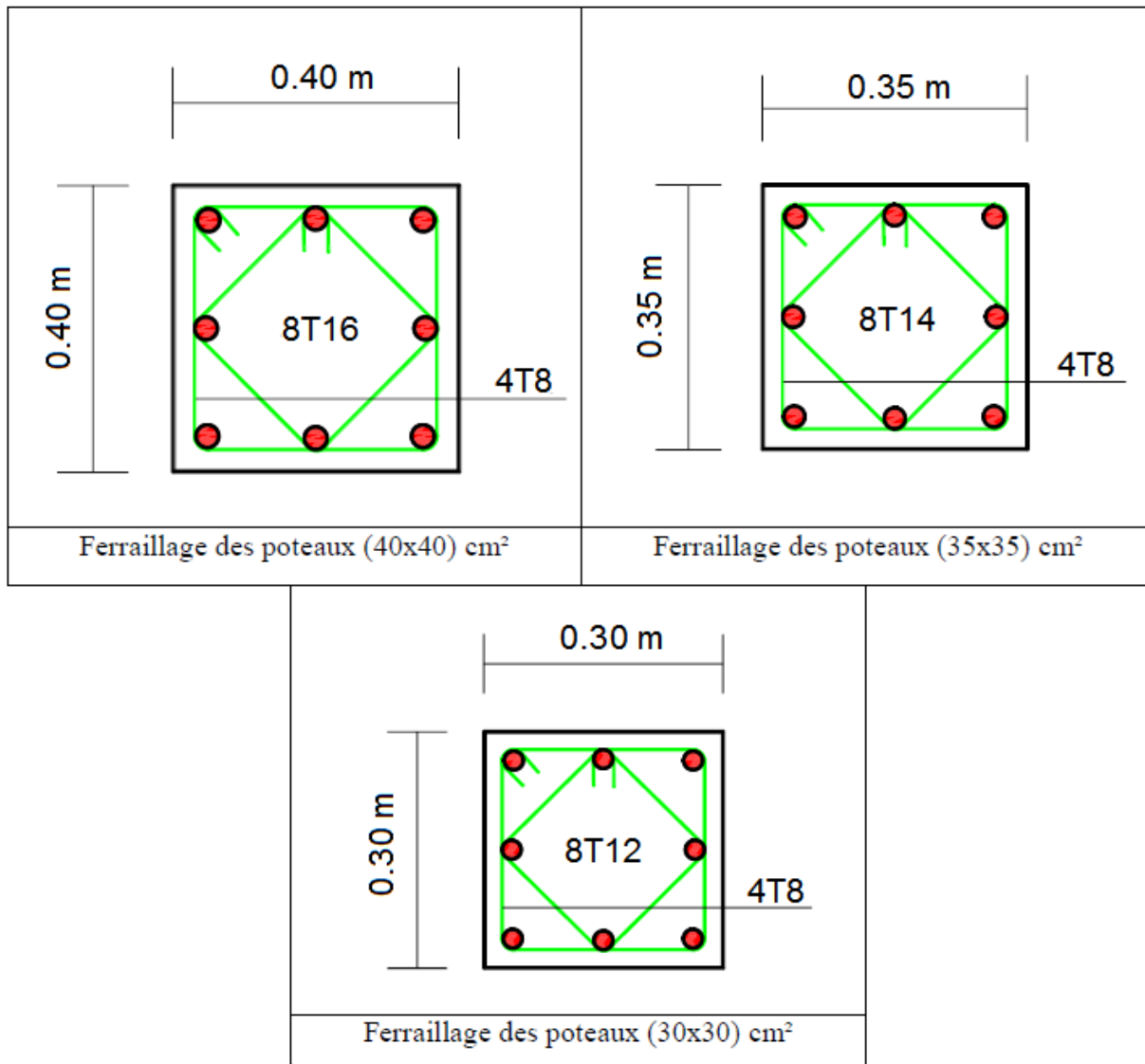


Figure V.1. Schéma de ferraillage des poteaux

V.3. Ferraillage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : $1,35G+1,5Q$
- Situation accidentelle : $G+Q\pm E$

V.3.1. Recommandation du RPA99 Version 2003

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone IIb.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.3.2. Calcul du ferraillage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

1- Poutre principale :

a. *Situation durable* : Combinaison : $1,35G+1,5Q$

Tableau V.19. Ferraillage des poutres principale (situation durable).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (RPA) (cm ²)
RDC	30×40	Travée	44,284	3,7	0	6
		Appui	-60,802	0	5,17	6
ETAGE 1	30×40	Travée	44,547	3,72	0	6
		Appui	-61,405	0	5,22	6
ETAGE 2	30×40	Travée	45,734	3,82	0	6
		Appui	-64,892	0	5,54	6
ETAGE 3	30×40	Travée	46,853	3,92	0	6
		Appui	-68,796	0	5,9	6
ETAGE 4	30×40	Travée	48,683	4,08	0	6
		Appui	-75,456	0	6,52	6
ETAGE5	30×40	Travée	48,11	4,03	0	6
		Appui	-79,188	0	6,88	6
ETAGE6	30×40	Travée	58,267	4,94	0	6
		Appui	-84,732	0	7,41	6

b. Situation accidentelle : Combinaison : $G+ Q\pm E$

Tableau V.20. Ferraillage des poutres principale (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M^{max} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_s^{min} (RPA) (cm ²)
RDC	30×40	Travée	32,214	2,29	0	6
		Appui	-54,211	0	3,92	6
ETAGE 1	30×40	Travée	32,563	2,32	0	6
		Appui	-57,137	0	4,14	6
ETAGE 2	30×40	Travée	33,64	2,4	0	6
		Appui	-69,619	0	5,1	6
ETAGE 3	30×40	Travée	34,691	2,47	0	6
		Appui	-76,05	0	5,61	6
ETAGE 4	30×40	Travée	36,351	2,59	0	6
		Appui	-81,613	0	6,04	6
ETAGE5	30×40	Travée	35,968	2,57	0	6
		Appui	-85,541	0	6,36	6
ETAGE6	30×40	Travée	44,229	3,18	0	6
		Appui	-74,132	0	5,45	6

2- Poutre secondaire :

a. Situation durable : Combinaison : $1,35G+1,5Q$

Tableau V.21. Ferraillage des poutres secondaire (situation durable).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M^{max} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_s^{min} (RPA) (cm ²)
RDC	30×35	Travée	10,331	0,97	0	5,25
		Appui	-23,253	0	2,22	5,25
ETAGE 1	30×35	Travée	13,549	1,28	0	5,25
		Appui	-23,552	0	2,25	5,25
ETAGE 2	30×35	Travée	21,167	2,02	0	5,25
		Appui	-30,34	0	2,93	5,25
ETAGE 3	30×35	Travée	25,457	2,44	0	5,25
		Appui	-37,265	0	3,64	5,25
ETAGE 4	30×35	Travée	30,529	2,95	0	5,25
		Appui	-45,687	0	4,51	5,25
ETAGE5	30×35	Travée	35,795	3,48	0	5,25
		Appui	-52,264	0	5,22	5,25
ETAGE6	30×35	Travée	30,12	2,91	0	5,25
		Appui	-47,681	0	4,73	5,25

b. Situation accidentelle : Combinaison : $G + Q \pm E$

Tableau V.22. Ferrailage des poutres secondaire (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (RPA) (cm ²)
RDC	30×35	Travée	34,637	2,89	0	5,25
		Appui	-35,352	0	2,96	5,25
ETAGE 1	30×35	Travée	40,631	3,42	0	5,25
		Appui	-50,273	0	4,27	5,25
ETAGE 2	30×35	Travée	42,608	3,59	0	5,25
		Appui	-61,567	0	5,3	5,25
ETAGE 3	30×35	Travée	45,054	3,81	0	5,25
		Appui	-68,352	0	5,93	5,25
ETAGE 4	30×35	Travée	45,029	3,8	0	5,25
		Appui	-73,805	0	6,45	5,25
ETAGE5	30×35	Travée	48,892	4,15	0	5,25
		Appui	-77,793	0	6,83	5,25
ETAGE6	30×35	Travée	49,614	4,21	0	5,25
		Appui	-66,003	0	5,71	5,25

V.3.3. Choix des armatures

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

1- Poutre principale :

Tableau V.23. Choix des armatures pour les poutres principales.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (ZN)(cm ²)	A _s ^{max} (ZR)(cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	30×40	Travée	48	72	6	3,7	3T12+2T14	6,47
		Appui				5,17	5T14	7,7
ETAGE1	30×40	Travée	48	72	6	3,72	3T12+2T14	6,47
		Appui				5,22	5T14	7,7
ETAGE2	30×40	Travée	48	72	6	3,82	3T12+2T14	6,47
		Appui				5,54	5T14	7,7
ETAGE3	30×40	Travée	48	72	6	3,92	3T12+2T14	6,47
		Appui				5,9	3T12+3T14	8,01
ETAGE4	30×40	Travée	48	72	6	4,08	3T12+2T14	6,47
		Appui				6,52	3T12+3T14	8,01
ETAGE5	30×40	Travée	48	72	6	4,03	3T12+2T14	6,47
		Appui				6,88	3T12+3T14	8,01
ETAGE6	30×40	Travée	48	72	6	4,94	3T12+2T14	6,47
		Appui				7,41	3T12+3T14	8,01

2- Poutre secondaire :

Tableau V.24. Choix des armatures pour les poutres secondaires.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (ZN)(cm ²)	A _s ^{max} (ZR)(cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	30×35	Travée	42	63	5,25	2,89	3T12	3,39
		Appui				2,96	3T12	3,39
ETAGE1	30×35	Travée	42	63	5,25	3,42	5T12	5,65
		Appui				4,27	5T12	5,65
ETAGE2	30×35	Travée	42	63	5,25	3,59	5T12	5,65
		Appui				5,3	5T12	5,65
ETAGE3	30×35	Travée	42	63	5,25	3,81	5T12	5,65
		Appui				5,93	6T12	6,79
ETAGE4	30×35	Travée	42	63	5,25	3,8	5T12	5,65
		Appui				6,45	6T12	6,79
ETAGE5	30×35	Travée	42	63	5,25	4,15	5T12	5,65
		Appui				6,83	3T12+3T14	8,01
ETAGE6	30×35	Travée	42	63	5,25	4,21	5T12	5,65
	30×35	Appui	42	63	5,25	5,71	6T12	6,79

V.3.4. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

avec : $f_{t28}=2,1MPa$; $f_e=400MPa$

Tableau V.25. Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	A _{s(choisi)} ^{min} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
30×40	6	1.3	Vérifiée
30×35	5.25	1.14	Vérifiée

V.3.5. Vérification vis-à-vis de L'ELS :

- La fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201,6MPa \end{cases}$$

a. Poutre principale :(30×40)

Tableau V.26. Vérification des poutres principale à l'ELS.

Niveaux	Position	M_{ser} (kN.m)	A_s^{adp} (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
RDC	Travée	32,098	6,47	4,3	15	153,3	201,63
	Appui	-44,071	7,7	5,75	15	178,4	201,63
ETAGE1	Travée	32,29	6,47	4,34	15	154,2	201,63
	Appui	-44,509	7,7	5,81	15	180,2	201,63
ETAGE2	Travée	33,151	6,47	4,45	15	158,3	201,63
	Appui	-47,093	7,7	6,15	15	190,7	201,63
ETAGE3	Travée	33,963	6,47	4,56	15	162,2	201,63
	Appui	-49,94	8,01	6,43	15	194,7	201,63
ETAGE4	Travée	35,292	6,47	4,94	15	168,6	201,63
	Appui	-54,788	8,01	10,3	15	286,5	201,63
ETAGE5	Travée	34,868	6,47	4,67	15	166,2	201,63
	Appui	-57,52	8,01	10,8	15	300,8	201,63
ETAGE6	Travée	42,61	6,47	8,27	15	272,7	201,63
	Appui	-61,908	8,01	11,6	15	323,7	201,63

Remarque :

La vérification des contraintes à l'ELS n'est pas vérifiée donc on doit augmenter les sections de ferrailages.

Tableau V.27. Vérification des poutres principale à l'ELS.

Niveaux	Position	M_{ser} (kN.m)	A_s^{adp} (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
RDC	Travée	32,098	6,47	4,3	15	153,3	201,63
	Appui	-44,071	7,7	5,75	15	178,4	201,63
ETAGE1	Travée	32,29	6,47	4,34	15	154,2	201,63
	Appui	-44,509	7,7	5,81	15	180,2	201,63
ETAGE2	Travée	33,151	6,47	4,45	15	158,3	201,63
	Appui	-47,093	7,7	6,15	15	190,7	201,63
ETAGE3	Travée	33,963	6,47	4,56	15	162,2	201,63
	Appui	-49,94	8,01	6,43	15	194,7	201,63
ETAGE4	Travée	35,292	6,47	4,94	15	168,6	201,63
	Appui	-54,788	9,24	6,93	15	186,4	201,63
ETAGE5	Travée	34,868	6,47	4,67	15	166,2	201,63
	Appui	-57,52	9,24	7,06	15	195,7	201,63
ETAGE6	Travée	42,61	8,01	5,31	15	165,8	201,63
	Appui	-61,908	9,24	6,53	15	182,3	201,63

b. Poutre secondaire (30×35)

Tableau V.28. Vérification des poutres secondaire à l'ELS.

Niveaux	Position	M_{ser} (kN.m)	A_s^{adp} (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
RDC	Travée	7,652	3,39	1,87	15	80,3	201,63
	Appui	-16,833	3,39	4,11	15	176,7	201,63
ETAGE1	Travée	9,819	5,65	1,98	15	63	201,63
	Appui	-17,051	5,65	3,35	15	96,2	201,63
ETAGE2	Travée	15,354	5,65	2,93	15	84,3	201,63
	Appui	-22,045	5,65	4,21	15	121	201,63
ETAGE3	Travée	18,473	5,65	3,53	15	101,4	201,63
	Appui	-27,08	6,79	5,14	15	145,8	201,63
ETAGE4	Travée	22,167	5,65	4,24	15	121,7	201,63
	Appui	-33,216	6,79	6,3	15	178,8	201,63
ETAGE5	Travée	26,009	5,65	4,97	15	142,8	201,63
	Appui	-38,014	8,01	6,83	15	174,8	201,63
ETAGE6	Travée	21,896	5,65	4,18	15	120,3	201,63
	Appui	-34,707	6,79	6,53	15	182,2	201,63

V.3.6. Vérification de l'effort tranchant :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

avec :

T_u : l'effort tranchant maximal.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau V.29. Vérification de la contrainte de cisaillement.

Niveaux	Position	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
RDC	PP	90,42	0,84	3,375	cv
	PS	40,71	0,44	3,375	cv
ETAGE1	PP	90,48	0,84	3,375	cv
	PS	36,92	0,4	3,375	cv
ETAGE2	PP	93,07	0,86	3,375	cv
	PS	32,2	0,35	3,375	cv
ETAGE3	PP	95,43	0,88	3,375	cv
	PS	37,6	0,4	3,375	cv
ETAGE4	PP	99,15	0,92	3,375	cv
	PS	44,48	0,48	3,375	cv
ETAGE5	PP	100,84	0,93	3,375	cv
	PS	50,88	0,55	3,375	cv
ETAGE6	PP	112,46	1,04	3,375	cv
	PS	-47,53	0,51	3,375	cv

b. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 ($f_e=400MPa$).

• **Selon le BAEL 91 modifié 99 :**

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40cm) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1: \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{cases}$$

• **Selon le RPA 99 version 2003 :**

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,14cm$$

On prend : $\phi_t=8mm$.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V30. Calcul des armatures transversales.

Sections	T_u (kN)	τ_u (MPa)	BAEL91	RPA99		S_t^{adp} (cm)		A_t^{max} (cm ²)	Choix
			S_t (cm)	S_t (cm)ZN	S_t (cm)ZC	ZN	ZC		
30x40	112,46	1,04	32,4	10	20	10	20	1.8	4T8
30x35	50,88	0,55	27.9	8.75	17.5	10	20	1.8	4T8

V.3.7. Vérification de la flèche :

• **Selon « BAEL 91 modifié 99 » :**

Flèche totale :

Il faut vérifiée $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

avec :

$$\begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{f_i}} \\ f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{f_v}} \\ \bar{f} = \frac{l}{500} \end{cases} \quad L=4.70m$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{b}{3}y^3 + \frac{b_0}{3}(h - y)^3 - \frac{b-b_0}{3}(y - h_0)^3 + nA_s(d - y)^2$$

$$y = \frac{bh_0\frac{1}{2}+(h-h_0)b_0\left[\frac{h-h_0}{2}+h_0\right]+15A_s d}{bh_0+(h-h_0)b_0+15A_s}$$

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_i\mu} \quad , \quad I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_v\mu} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

avec :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho\left(2+\frac{3b_0}{b}\right)} \quad , \quad \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho\left(2+\frac{3b_0}{b}\right)}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} ; \quad \mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} ; \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

$$E_i = 32164,20 \text{ MPa} ; \quad E_v = 10818,87 \text{ MPa}$$

- Selon «BAEL 91 modifié 99» :

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{470}{500} = 0.94$$

V.3.7. 1 Vérification de la flèche des poutres :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.31. Vérification de la flèche pour les poutres.

	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	Y1	ρ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
PP	42,61	8,01	21,4	0,007	165,66	2,95	1,18	0,461	137764,28	64231,298	89241,825
PS	26,01	6,03	18,6	0,01	126,70	3,29	1,32	0,311	93454,385	50802,119	66307,278

Tableau V.32. Vérification de la flèche.

section	f_v (mm)	f_i (mm)	f (mm)	\bar{f} (mm)	Observation
30×40	9.75	4.5	5,25	9,4	vérifie
30×35	8.01	3.5	4.51	7,4	vérifie

V.3.8. Recouvrement des armatures longitudinales :

La longueur minimale de recouvrement est de :

$L_r = 50\phi_l$ en zone IIb, est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.33. La longueur de recouvrement.

Les barres	T12	T14	T16
Le choix (mm)	600	700	800

Schéma de ferraillage des poutres principales

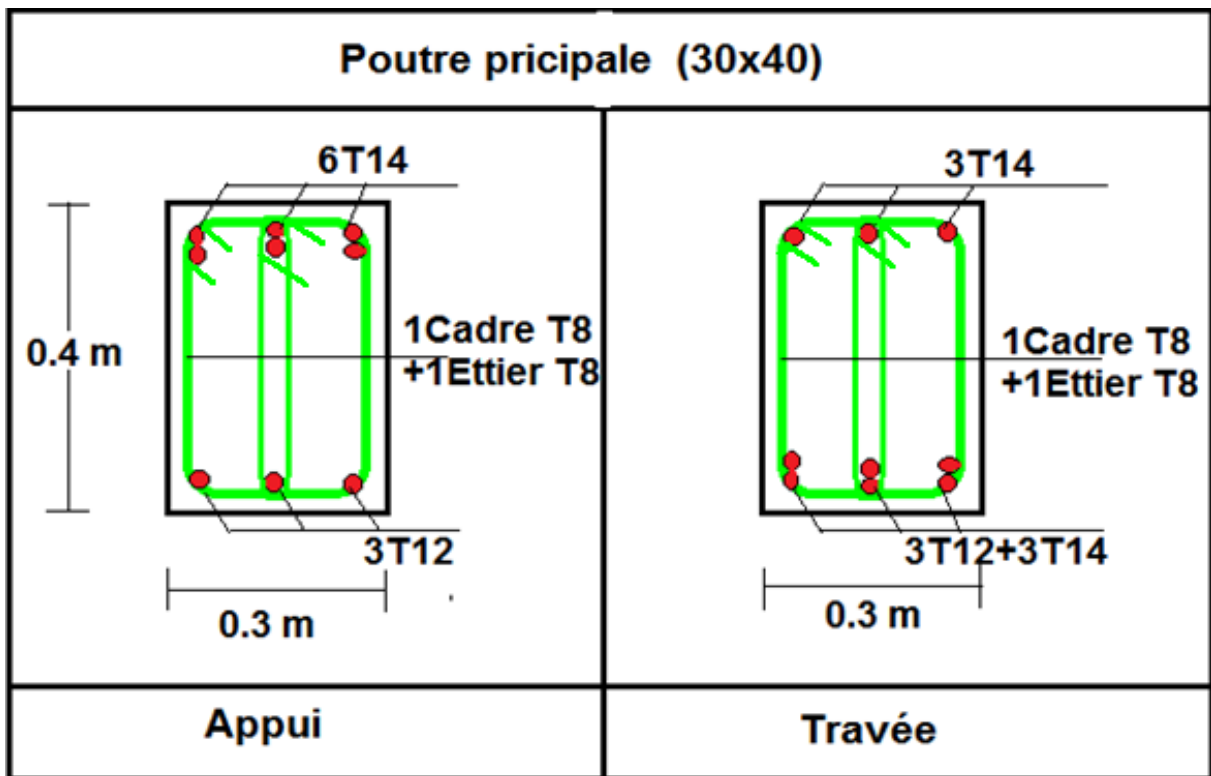


Figure V.2. Ferraillage des Poutres principales

Schéma de ferraillage des poutres secondaires

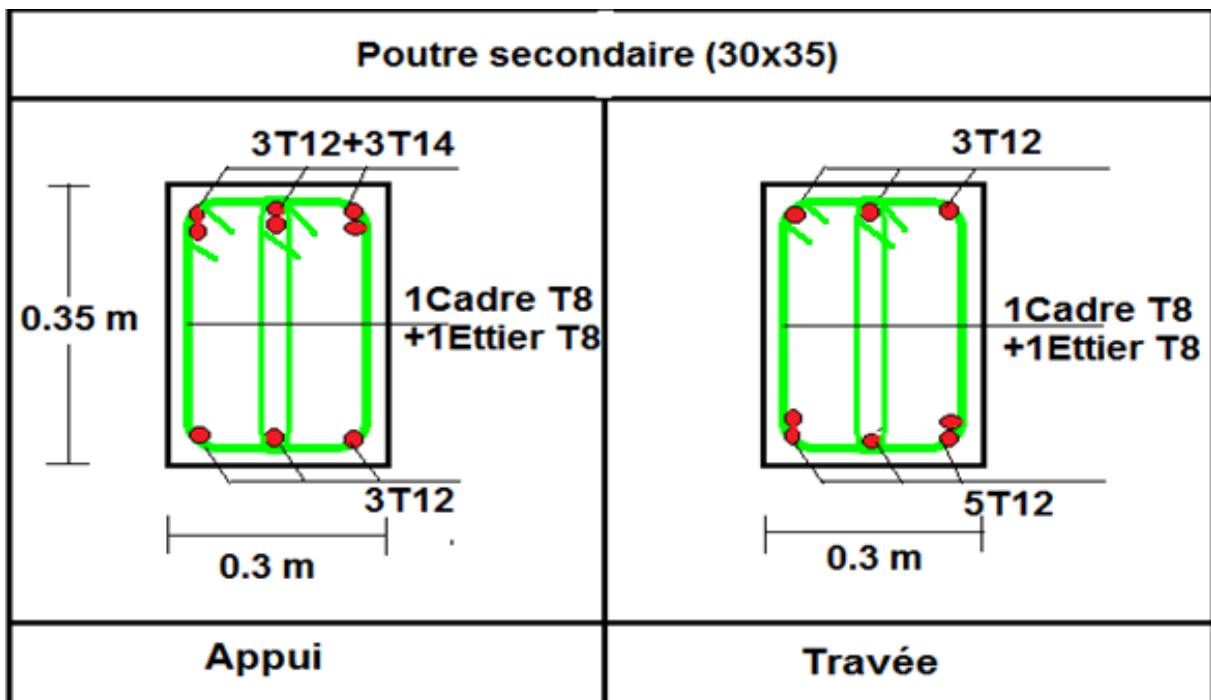


Figure V.3. Ferraillage des Poutres secondaires de tous les étages

V.4. Ferraillage des voiles

Sous l'action des forces verticales et horizontales, les voiles sont sollicités en flexion composée et le ferraillage se fait selon les recommandations du règlement RPA2003.

➤ **Les armatures verticales**

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales l'effet de tractions doit être prise en totalité par les armatures.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%

➤ **Les armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur égale à 10ϕ .

➤ **L'espacement :**

L'espacement des barres verticales et horizontales est donné par formule suivante :

$$St \leq \min (1,5a ; 30\text{cm})$$

avec :

a : épaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré, le diamètre des barres ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

V.4.1. Méthode de ferraillage des voiles :

On calcule les contraintes max et min par la formule de **NAVIER**

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

Pour le calcul du ferraillage en à 3 cas :

1^{ere} cas :

- Si $(\sigma_1; \sigma_2) \geq 0$ la section du voile est entièrement comprimé, la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 2003 ($A_{\min}=0,2\% a. l$)

2^{eme} cas :

- Si $(\sigma_1; \sigma_2) \leq 0$ la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimé) on calcule le volume des contraintes de traction F_t

- La section des armatures verticales $A_v = \frac{F_t}{f_e}$

On compare A_v avec la section minimale exigée par RPA 2003 :

- Si $A_v \leq A_{\min} = 0,20\% .a.L$ on ferraillie avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{\min} = 0,20\% .a.L$ on ferraillie avec A_v .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimale est suivant :

$$A_h = 0,15\% .a.100 (1\text{ml})$$

3^{ème} cas :

- Si σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcule le volume des contrainte pour la zone tendue.

▪ **Armature horizontale :**

Ces armatures doivent supporter les efforts de traction d'après (RPA 2003 articles 7.7.2)

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5MPa$$

avec : $\bar{T} = 1,4T$

T : effort tranchant du au séisme.

a : épaisseur du voile.

d = 0,9h. h : hauteur totale de la section.

$\bar{\tau}_b$: Contraintes admissible du béton.

Le pourcentage minimal total des armatures données par RPA 2003 :

$$\tau_b \leq 0,025f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow A = 0,15\%a.1m$$

$$\tau_b > 0,025f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow A = 0,25\%a.1m$$

▪ **L'espacement :** d'après le RPA 2003 $S \leq (1,5a ; 30cm)$

-Les longueurs de recouvrement doivent égale à :

- 40ϕ ➡ les barres situées dans la zone ou le renversement des efforts sont possibles.
- 20ϕ ➡ les barres situées dans la zone comprimées sous l'action des charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} \times \frac{x}{L}$$

avec : $\bar{V} = 1,4V$

V : L'effort tranchant dans la section considérée

X : Longueur de la zone tendue

L : Longueur du voile

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

▪ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales perpendiculaire à la face du voile sont des épingles au nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

V.4.2. Ferrailage des voiles sous : (0,8G ± E)

V.4.2.1. Premier type : L'axe (6 : E : F) V6

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

avec : $A = 0.52 \text{ m}^2$

$V = 0.96 \text{ m}$

$V' = 1.24 \text{ m}$

$I = 0.2334 \text{ m}^4$

$N = F_z = 689.7 \text{ kN}$

$M = 906.748 \text{ kN.m}$

$T = 217.44 \text{ kN}$

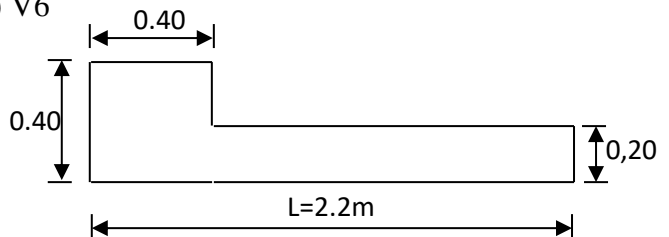


Figure V.4. Vue en plan du voile plein .

1^{er} sens

▪ Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \left[\frac{689.7}{0.52} + \frac{906.748 \times 1.24}{0.2334} \right] \cdot 10^{-3} = 6.14 MPa$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{689.7}{0.52} - \frac{906.748 \times 0.96}{0.2334} \right] \cdot 10^{-3} = -2.4 MPa$$

σ_1 et σ_2 sont de signe différent \longrightarrow donc la section est partiellement comprimée.

▪ Vérification de la contrainte de compression sous : (G+Q ± E)

N = 1218.56 kN

M = 914.735 kN.m

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[\frac{1218.56}{0.52} + \frac{914.735 \times 1.24}{0.2334} \right] \cdot 10^{-3} = 7.20 MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \left[\frac{1218.56}{0.52} - \frac{914.735 \times 0.96}{0.2334} \right] \cdot 10^{-3} = -1.42 MPa$$

$\sigma_1 = 7.20 MPa < \overline{\sigma}_b = 15 MPa$ condition vérifier.

$\sigma_2 = 1.42 MPa < \overline{\sigma}_b = 15 MPa$ condition vérifier.

▪ Longueur de la zone tendue :

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = \frac{2.4}{6.14 + 2.4} \times 2.2 = 0.62 m$$

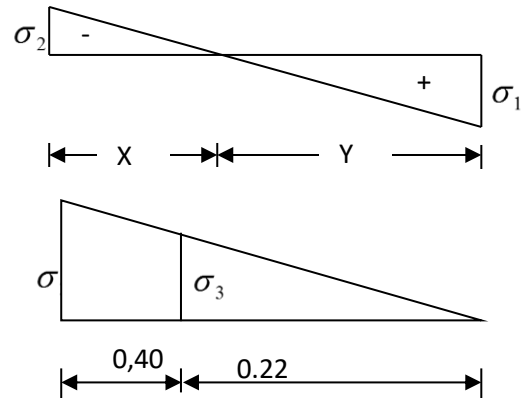
X = 0.62m

Y = L - X = 2.2 - 0.62 = 1.58 m

avec :

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée.



▪ Calcul de la contrainte σ_3 :

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X-b)}{X} = \frac{-2.4 \times (0.62 - 0.40)}{0.62} = -0.85 MPa$$

▪ Détermination des armatures verticales :

▪ Tronçon AB :

La force de traction résultante :

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b.h = \left(\frac{6.14 + 0.85}{2} \right) \times 0.4 \times 0.4 \times 10^3 = 260 KN$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{260 \times 10}{400} = 6.5 cm^2$$

▪ **Tronçon BC :**

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_3 (X-b)a = \frac{1}{2} \times 0.85 \times (0.62-0,4) \times 0,20 \times 10^3 = 18.04 \text{ KN}$$

$$A_{V2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{18.04 \times 10}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{V1} + A_{V2} = 6.5 + 0.45$$

$$A_t = 6.95 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcul de Avj** On a :

$$A_{Vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} = 1,1 \cdot \frac{1,4.V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 217.44 \times 10}{400} \times \frac{0.62}{2.2} = 2.36 \text{ cm}^2$$

▪ **Section totale d'armature :**

$$A_{I\text{Totale}} = A_t + A_{Vj} = 6.95 + 2.36 = 9.31 \text{ cm}^2$$

2^e sens

▪ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_1 = \left[\frac{689.7}{0.52} + \frac{906.748 \times 0.96}{0.2334} \right] \cdot 10^{-3} = 5.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{689.7}{0.52} - \frac{906.748 \times 1.24}{0.2334} \right] \cdot 10^{-3} = -3.49 \text{ MPa}$$

σ_1 et σ_2 sont de signe différent \longrightarrow donc la section est partiellement comprimée.

▪ **Vérification de la contrainte de compression sous : (G+Q ± E)**

$$N = 1218.56 \text{ kN}$$

$$M = 914.735 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[\frac{1218.56}{0.52} + \frac{914.735 \times 0.96}{0.2334} \right] \cdot 10^{-3} = 6.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \left[\frac{1218.56}{0.52} - \frac{914.735 \times 1.24}{0.2334} \right] \cdot 10^{-3} = -2.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = 6.11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$\sigma_2 = 2.52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

Longueur de la zone tendue

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = \frac{3.49}{5.06 + 3.49} \times 2.2 = 0.9m$$

*X = 0.9m → * Y = L - X = 2.2 - 0.9 = 1.3 m

avec :

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée.

▪ **Détermination des armatures verticales :**

▪ **Tronçon BC :**

$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_2 \cdot X \cdot a = \frac{1}{2} \times 3.49 \times 0.9 \times 0.20 \times 10^3 = 314.1KN$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{314.1 \times 10}{400} = 7.85cm^2$$

$$A_t = A_{v1}$$

$$A_t = 7.85cm^2$$

▪ **Calcul de Avj :** On a :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 217.44 \times 10}{400} \times \frac{0.9}{2.2} = 3.43cm^2$$

▪ **Section totale d'armature :**

$$A_{2Totale} = A_t + A_{vj} = 7.85 + 3.43 = 11.28cm^2$$

$$A_{Totale} = A_{1Totale} + A_{2Totale} = 9.31 + 11.28 = 20.59cm^2$$

D'après le RPA 2003 :

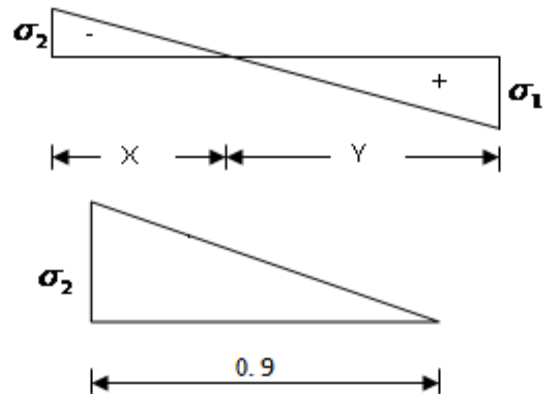
$$A_{Totale} = 20.59cm^2 > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0,2\% \times 0,20 \times 0.9 \times 10^4 = 3.6cm^2 \dots CV$$

▪ **Détermination des armatures horizontales :**

➤ **La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot V}{a \cdot 0,9L} = \frac{1,4 \times 217.44 \times 10}{20 \times 0.9 \times 220} = 0.77MPa$$

$$\tau_b = 0.77MPa < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$



- Le pourcentage minimal selon RPA 2003 article 7.7.3.3:

$$\tau_b = 0.77MPa > \overline{\tau_b} = 0,025 f_{c28} = 0.625MPa$$

$$A_h \geq 0,25\% . a . 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5cm^2$$

On prend : $A_h = 2(4T10) = 6.25cm^2$ $S_h = 25cm$

- L'espacement :

$$S_v \leq \min(1,5a = 30cm, 30cm) = 20cm$$

- Choix d'armature :

- le poteau : on prend $A_p = 8T16 = 16.08cm^2$.

- la zone voile :
$$\begin{cases} A_{v_{poteau}} = 2(4T10) = 6.28cm^2 (S_v=10cm) \\ A_{v_{extrimité}} = 2(4T10) = 6.28cm^2 (S_v=10cm) \end{cases}$$

- La zone courante : $A_c = 2(7T10) = 11cm^2$. $S_c = 15cm$

La partie interne s'appelle zone courante qui sera soumise à la compression et la section d'armature est donnée par :

➤ Armatures courantes

$$A_c \geq 0,2\% . a (Y - X) = 0,2\% \times 0,2 \times (1,75 - 0.94) \times 10^4 = 3,21cm^2$$

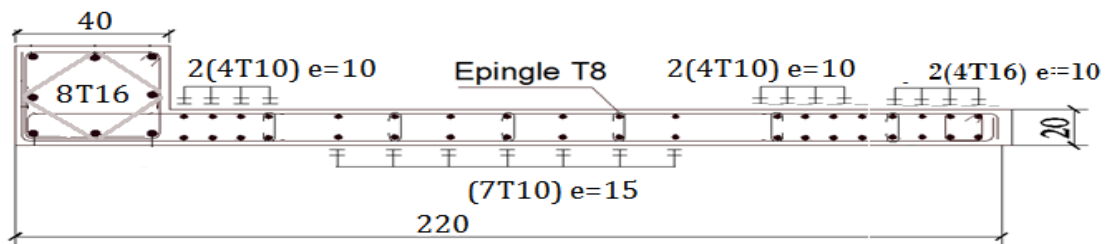


Figure V.5. Schéma de ferrailage de voile.

V.4.2.2. Deuxième Type : axe (H:6:7) V16

$$A = 1.12m^2$$

$$V = 2.4m$$

$$V' = 2.4m$$

$$I = 2.6197 m^4$$

$$N = 525.46 kN$$

$$M = 6968.531 kN.m$$

$$T = 1239.64 kN$$

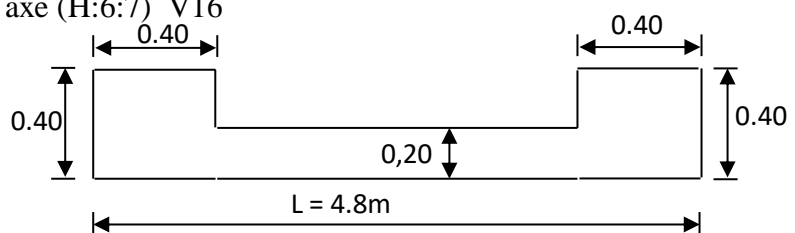


Figure V.6. Vue en plan du voile plein.

- Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \left[\frac{525.46}{1.12} + \frac{6968.531 \times 2.4}{2.6197} \right] . 10^{-3} = 6.85MPa$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{525.46}{1.12} - \frac{6968.531 \times 2.4}{2.6197} \right] . 10^{-3} = -5.92MPa$$

σ_1 et σ_2 sont de signe différent \longrightarrow Donc la section est partiellement comprimée.

▪ **Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q ± E)**

$N = 40.37 \text{ kN}$ $M = 7016.033 \text{ kN.m}$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \left[\frac{40.37}{1.12} - \frac{7016.033 \times 2.4}{2.6197} \right] \times 10^{-3} = -6.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[\frac{40.37}{1.12} + \frac{7016.033 \times 2.4}{2.6197} \right] \times 10^{-3} = 6.46 \text{ MPa}$$

$\sigma_1 = 6.46 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifier.

$\sigma_2 = 6.39 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifier.

▪ **Longueur de la zone tendue :**

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot L = \frac{5.92}{6.85 + 5.92} \times 4.80 = 2.22 \text{ m}$$

$X = 2.22 \text{ m}$

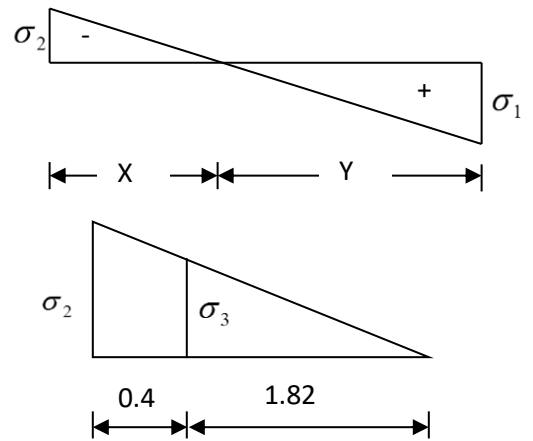
$Y = L - X = 4.80 - 2.22 = 2.58 \text{ m}$

X : La longueur de la zone tendue.

Y : La longueur de la zone comprimée.

▪ **Calcul de la contrainte σ_3 :**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{-5.92 \times (2.22 - 0.4)}{2.22} = -4.85 \text{ MPa}$$



▪ **Détermination des armatures verticales :**

▪ **Tronçon AB :**

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b \cdot h = \left(\frac{5.92 + 4.85}{2} \right) \cdot 0.4 \times 0.4 \times 10^3 = 861.6 \text{ kN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{861.6 \times 10}{400} = 21.54 \text{ cm}^2$$

▪ **Tronçon BC :**

$$F_2 = \frac{1}{2} \sigma_3 (X - b) a = \frac{1}{2} \times 4.85 \times (2.22 - 0.4) \times 0.20 \times 10^3 = 882.7 \text{ kN}$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{882.7 \times 10}{400} = 22.07 \text{ cm}^2$$

$A_r = A_{V1} + A_{V2} = 21.54 + 22.07$

$A_r = 43.61 \text{ cm}^2$

- **Calcul de A_{vj} :** On a :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot V}{f_e} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 1239,64 \times 10}{400} \times \frac{2,22}{4,80} = 22,07 \text{ cm}^2$$

- **Section totale d'armature :**

$$A_{Totale} = A_t + A_{vj} = 43,61 + 22,07 = 65,68 \text{ cm}^2$$

D'après le **RPA 2003** :

$$A_{Totale} = 65,68 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0,2\% \cdot 0,20 \times 2,22 \times 10^4 = 8,88 \text{ cm}$$

➤ **Détermination des armatures horizontales :**

- **La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot V}{a \cdot 0,9L} = \frac{1,4 \times 1239,64 \times 10}{20 \times 0,9 \times 480} = 2,01 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2,01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

- **Le pourcentage minimal selon RPA 2003 :**

$$\tau_b = 2,01 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq 0,25\% \cdot a \cdot 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_h = 2(6T10) = 6,25 \text{ cm}^2$ $S_h = 25 \text{ cm}$

- **L'espacement :**

$$S_v \leq \min(1,5a = 30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \quad \text{On prend :} \quad S_v = 15 \text{ cm}$$

➤ **Armatures courantes**

$$A_c \geq 0,2\% \cdot a(Y - X) = 0,2\% \times 0,2 \times (2,58 - 2,22) \times 10^4 = 1,44 \text{ cm}^2$$

- **Choix d'armature :**

- ♦ **Les poteaux :** $12T16 = 24,13 \text{ cm}^2$

- ♦ **La zone poteau voile :** $2(5T10) = 7,85 \text{ cm}^2$; $S_v = 10 \text{ cm}$.

- ♦ $2(5T10) = 7,85 \text{ cm}^2$; $S_v = 15 \text{ cm}$.

- ♦ **La zone courante :** $2(6T10) = 9,42 \text{ cm}^2$; $S_c = 20 \text{ cm}$

N.B : Pour tous les voiles, on prend le même diamètre d'armature horizontale

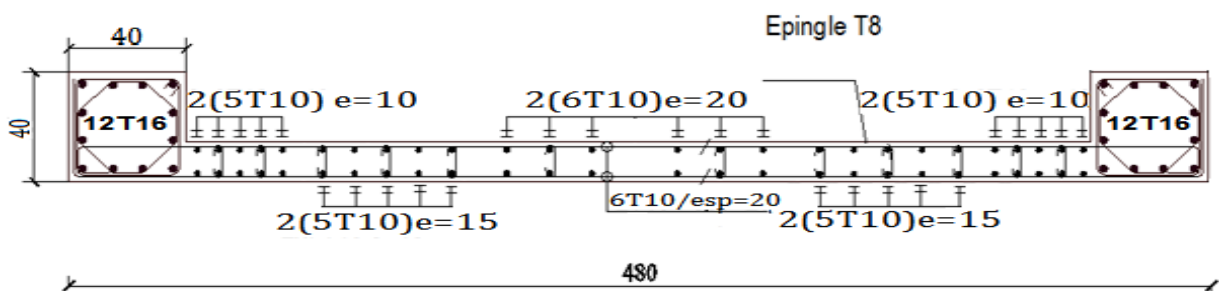


Figure V.7. Schéma de ferrailage du voile.

V.4.3. Caractéristiques et ferrailage des voiles

V.4.3.1. Caractéristiques et efforts

Tableau V.34. Caractéristique des voiles du sens xx et calcul de contrainte.

voile	L (m)	A (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	V' (m)	M (kN.m)	N (kN)	T (kN)
Vx1	2.2	0.52	0.2334	0.96	1.24	906.748	689.7	217.44
Vx2	1.55	0.39	0.0842	0.66	0.89	474,986	779,02	168,42
Vy1	4.8	1.12	2.6197	2.4	2.4	6968.531	525.46	1239.64

V.4.3.2. Ferrailage

Tableau V.35. Effort et sections d'armature dans les voiles.

voile	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	σ_3 (Mpa)	X (m)	Y (m)	F1 (kN)	F2 (kN)	Fe (Mpa)	Av1 (cm ²)	AV2 (cm ²)	AVJ (cm ²)
Vx1	6.14	-2.3	0.85	0.62	1.58	260	18.04	400	6.5	0.45	2.36
	5.06	-3.49		0.9	1.3	314.4	-	400	7.85	-	3.43
Vx2	-2.8	9.09	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	-3.42	8.45		0.45	1.1	-	-	400	0.013	-	1.87
Vy1	6.85	-5.92	-4.85	2.22	2.58	861.6	882.7	400	21.54	22.07	22.07

Tableau V.36. Choix d'armature des voiles.

voile	A _T (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Zone poteaux	choix d'armature		
				Zone voile		Zone courante
				Zone voile	Extrémité	
Vx1	20.59	3.6	8T16	2(4T10)	2(4T10)	2(7T10)
Vx2	5.69	1.88	8T16	2(3T10)	2(3T10)	2(3T10)
Vy1	65.86	8.88	4T20+8T16	2(5T10)	2(5T10)	2(6T10)

V.4.4. Vérification de La contrainte de cisaillement

Tableau V.37. Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles

voile	L (m)	e (m)	T (kN)	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}_b$ (Mpa)	Obs.
Vx1	2.2	0.2	217.44	0.77	5	CV
Vx2	1.55	0.2	169.51	0.85	5	CV
Vy1	4.8	0.2	1239.64	2.01	5	CV

V.4.5. Caractéristiques et ferrailage du noyau

V.4.5.1. Caractéristiques et efforts

Tableau V.37. Caractéristique du noyau et calcul de contrainte.

Noyau	L (m)	A (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	V' (m)	M (kN.m)	N (kN)	T (kN)
VX	1.8	0.36	0,0972	0.9	0.9	474,986	779,02	168.42
VY	1.65	0.33	0,0749	0.825	0.825	671.70	491.53	304.94

V.4.5.2. Ferrailage

Tableau V.38. Effort et sections d'armature du noyau.

Noyau	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	observation	X (m)	Y (m)	F (kN)	Fe (MPa)	Av (cm ²)	AVJ (cm ²)
VX	6.56	-2.23	SPC	0,46	1,34	185.26	400	4.63	1.65
VY	8.89	-5.91	SPC	0,67	0,98	224.22	400	5.60	4,76

Tableau V.39. Choix d'armature des voiles.

voile	A _T (cm ²)	A _{min} (cm ²)	choix d'armature	
			Extrémité	Zone courante
VX	6.28	1.84	2(3T10)	2(5T10)
VY	10.36	2.68	2(4T10)	2(4T10)

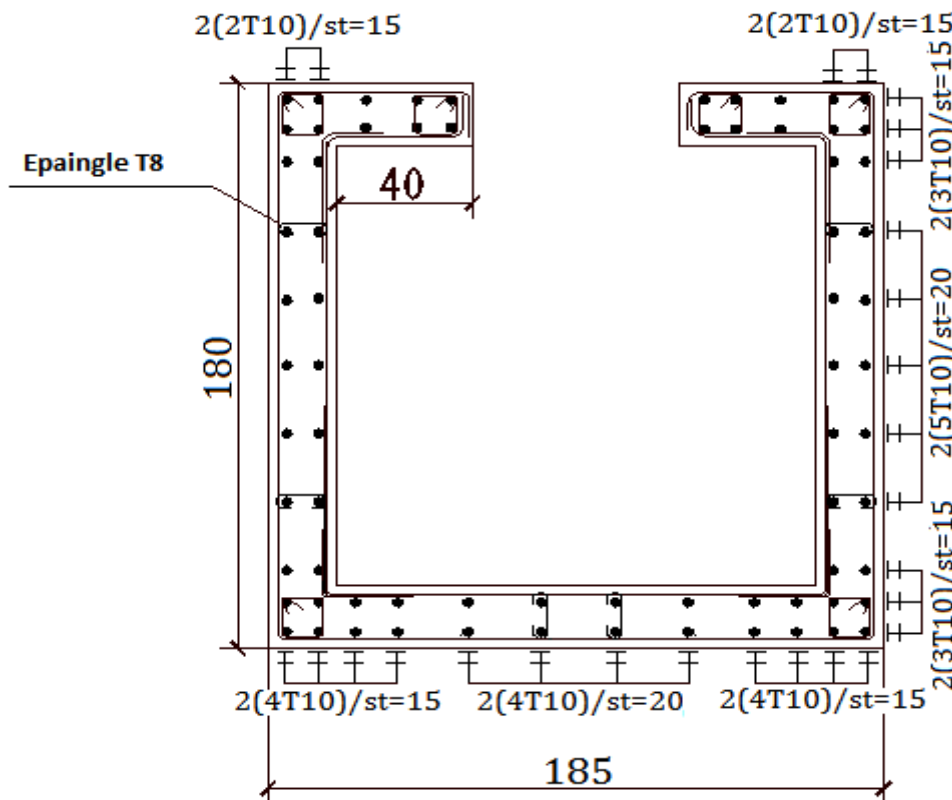


Figure .V.8. Ferrailage du noyau

V.4.6. Ferrailage des linteaux

- Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur, bi encastrés dans les trumeaux.

Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical, le linteau sera sollicité par un moment M et un effort tranchant V, Les linteaux pourront donc être calculés en flexion simple.

- La méthode de ferrailage décrite ci-dessus est proposée dans le **RPA99 modifié en 2003**,

- Le **RPA99 modifié en 2003** limite les contraintes de cisaillement (dans les linteaux et les trumeaux) dans le béton à : $\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0.2 f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad \text{avec} \quad \bar{V} = 1.4 V_u^{cal}$$

avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile = 0.9h.

h : Hauteur totale de la section brute.

A. Premier Cas : $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$

- Dans ce cas les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V)
- On devra disposer :
 - Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
 - Des aciers transversaux (A_t)
 - Des aciers en partie courante, également appelés aciers de peau (A_c)

a. Aciers Longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs ou supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e}$$

avec : $Z = h - 2d'$

Où :

h : est la hauteur totale du linteau.

d' : est la distance d'enrobage.

M : Moment dû à l'effort tranchant ($\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$)

b. Aciers Transversaux : Deux cas se présentent :

b.1 – Premier sous cas : Linteaux Longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

On a : $S \leq \frac{A_t f_e Z}{\bar{V}}$

Où :

S : Représente l'espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Représente la section d'une cour d'armatures transversales.

$Z = h - 2 d'$

V : Représente l'effort tranchant dans la section considérée ($\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$)

l : Représente la portée du linteau ;

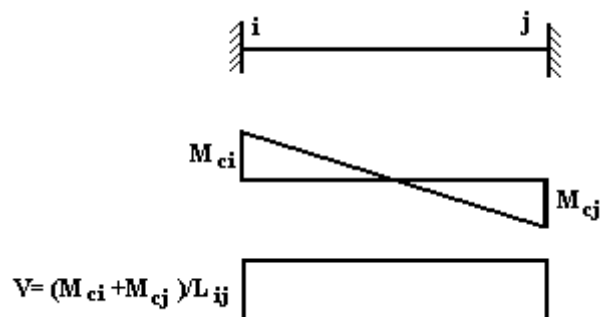
b.2 – Deuxième Sous Cas : Linteaux Courts ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir : $S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$

avec : $V = \text{Min}(V_1, V_2)$

$$V_2 = 2 V_u^{cal}$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$



avec : M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à droite et à gauche du linteau de portée l_{ij} (voir figure suivante) et calculés par :

$$M_c = A_l f_e Z$$

Où : $Z = h - 2d'$

B. Deuxième Cas :

$$\tau_b > 0.06 f_{c28}$$

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferraillements longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimums réglementaires. Les efforts (M , V) sont repris suivant des bielles diagonales (compression et traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement,

Le calcul de A_D se fait suivant la formule : $A_D = \frac{V}{2f_e \sin \alpha}$

avec :
$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{l}$$

Et :
$$V = V_u^{cal} \quad (\text{sans majoration}) \quad (\tau_u = \frac{V_u^{cal}}{e h} = S_{12})$$

➤ **Ferraillage Minimal:**

b : Epaisseur du linteau

h : Hauteur totale du linteau

S : Espacement des armatures transversales

a. Armatures Longitudinales A_l et A'_l :

$$(A_l, A'_l) \geq 0.0015 b h \quad (0.15\%) \quad (\text{avec } A_l \text{ lit inférieur et } A'_l \text{ lit supérieur})$$

b. Armatures Transversales A_t :

➤ si $\tau_b \leq 0.025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0.0015 b S$

• si $\tau_b > 0.025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0.0025 b S$

$$S_t \leq \frac{h}{4} \quad (\text{Espacement des cadres})$$

c. Armatures de Peau (ou en section courante) A_c :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égale à 0.2%

C'est à dire : $A_c \geq 0.002bh$ (en deux nappes)

d. Armatures Diagonales A_D :

➤ si $\tau_b \leq 0.06 f_{c28} \Rightarrow A_D = 0$

➤ si $\tau_b > 0.06 f_{c28} \Rightarrow A_D \geq 0.0015 b h$

➤ **Exemple de calcul:** Soit le linteau suivant

$$h = 2.06 \text{ m} ; \quad L = 1.4 \text{ m} ; \quad b = 0.2 \text{ m} ;$$

- Détermination des sollicitations :

D'après le fichier des résultats du logiciel ETABS on a :

$$M = 402.746 \text{ kN.m}$$

$$V = 584.76 \text{ kN}$$

- Majoration des sollicitations :
Effort tranchant :

$$\bar{V} = 1.4 V$$

$$\bar{V} = 1.4 \times 584.76 = 818.664 \text{ kN}$$

1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

On a : $\tau_b = \bar{V} / b_0.d$

$$\tau_b = 818.664 \times 10^{-3} / (0.20 \times 1.85) = 2.21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée, donc il y aura pas un risque de cisaillement

2. Calcul du Ferrailage :

- $\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_b > \tau_b$
- $0.06 f_{c28} = \tau'_b = 1.5 \text{ MPa}$
 $\tau_b > 0.06 f_{c28} \Rightarrow$ On est dans le cas N°2

Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et en zone courante suivant les minimums réglementaires suivants :

$$A_l = A'_l \geq 0.0015.(0.20).(2.06).10^4 = 6.18 \text{ cm}^2$$

Soit : **$A_l = A'_l = 4T16 = 8.04 \text{ cm}^2$**

$$A_c \geq (0.002).(0.20).(2.06).10^4 = 8.24 \text{ cm}^2$$

Soit : **$A_c = 8T12 = 9.04 \text{ cm}^2$** (répartie en deux nappes) (soit 4 barres /nappe)

$$0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_b > 0.025 f_{c28}$$

Donc : $A_t \geq 0.0025.b.S = (0.0025).(0.20).(0.515).10^4 = 2.575 \text{ cm}^2$

car : $S_t^{\max} = \frac{h}{4} = 51.5 \text{ cm}$

Soit: **$A_t = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$**

$$S_t = \frac{1,2}{5} = 24 \text{ cm} \quad \text{or} \quad S_t = 24 \text{ cm} < S_t^{\max}$$

➤ $A_b = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$

avec : $\text{tg } \alpha = \frac{h-2d'}{l} = \frac{206-2(3)}{140} = 1.428 \Rightarrow \alpha = 55.01^\circ$

$$A_b = \frac{584.76}{(2)(400) \sin (55.01)} = 8.92 \text{ cm}^2$$

Soit : **$A_D = 2 \times 4T12 = 9.05 \text{ cm}^2$**

$A_D \geq 0.0015 b h = 6.18 \text{ cm}^2$ Condition vérifié

Longueur d'ancrage : $L_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{206}{4} + 50(1) = 101.5 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 110 \text{ cm}$

3. Ferrailage finale :

Le ferrailage final du linteau se résume comme suit :

- $A_l = 6.18 \text{ cm}^2$ soit 4T16 (8.04 cm^2)
- $A_t = 2.575 \text{ cm}^2$ soit 5T10 (3.93 cm^2) $st=15 \text{ cm}$
- $A_c = 8.52 \text{ cm}^2$ soit 8T12 (9.05 cm^2)

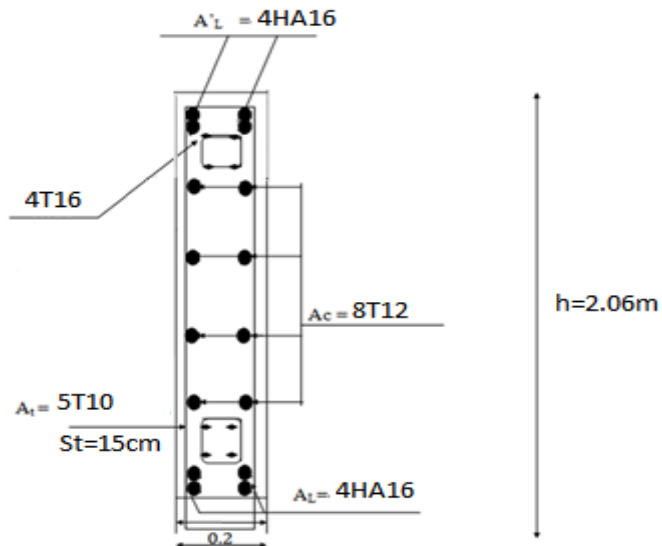


Figure .V.9. Ferrailage du linteau coupe A-A

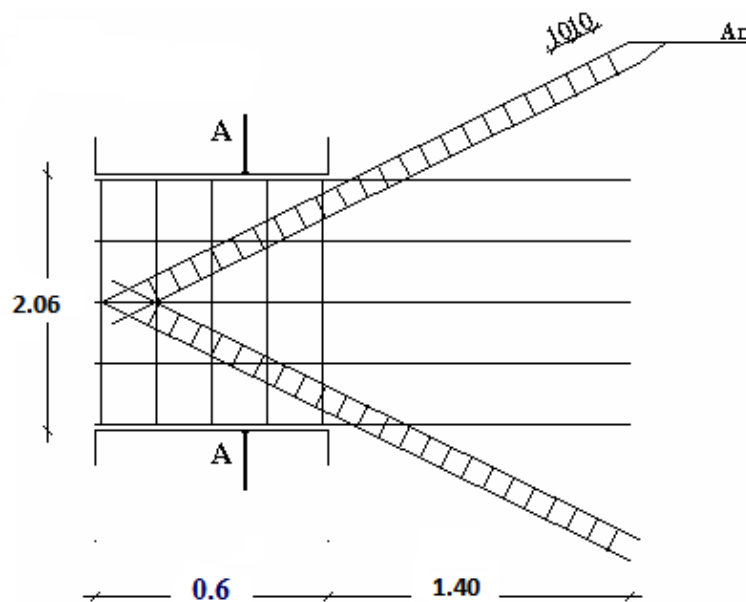


Figure .V.10. Ferrailage du linteau

Chapitre VI :
Etude des fondations

VI. Etude des fondations

VI.1. Introduction

La fondation est la partie de la structure qui transfère les charges de la superstructure au sol. Les éléments de fondation transfèrent les charges directement au sol (fondation sur sol ou des radiers), ou par l'intermédiaire d'autres composants (fondation sur pieux). Ils doivent remplir deux fonctions fondamentales :

- Résiste aux charges et aux surcharges du support structurel
- Bon transfert de ces charges et surcharges au sol pour assurer la stabilité structurelle

VI.2. Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol, suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

Lorsque l'ouvrage est léger ou lorsque le sol a une bonne capacité portante, on envisage de réaliser des fondations superficielles. Parmi les fondations superficielles on distingue trois types de semelles : les semelles continues, les semelles isolées et les semelles des radiers

Lorsque la profondeur du sol résistant est importante, on envisage de réaliser des fondations semi-profondes (puits) ou profondes (pieux).

VI.3. Etude préliminaire du choix de type de semelle

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2 bars

Selon le RPA 99v2003 Article 10.1.4.1

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

G+Q±E

0,8G±E

Outres ces combinaisons le **CBA 93 (Article B 9.2)** préconise cette combinaison :

1.35G+1.5Q_B

VI.3.1. Semelle isolée

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport entre les dimensions des poteaux (a et b) égal le rapport des semelles isolées (A et B) :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

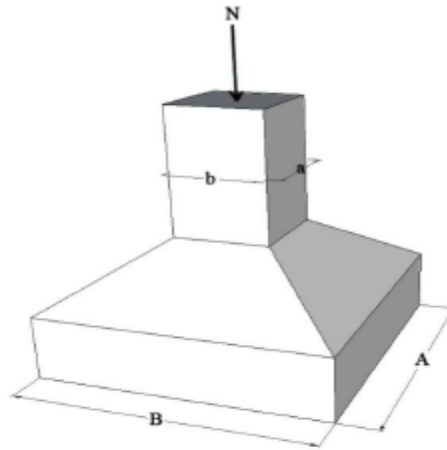
Pour les poteaux carrés : a = b donc A = B \Rightarrow S = A²

Avec : S = surface de la semelle.

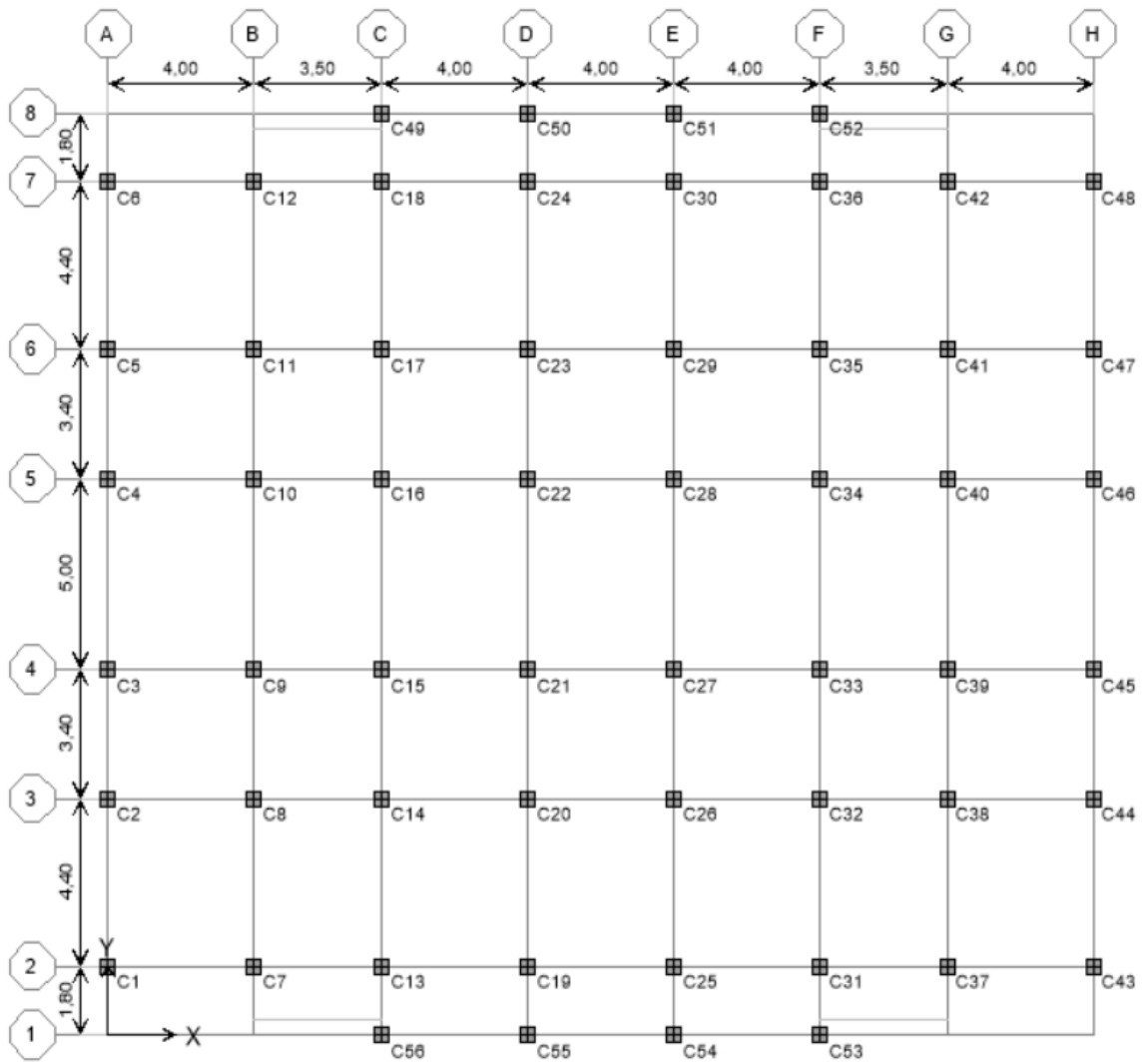
On détermine la longueur et la largeur de la semelle à partir de la condition de résistance :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{A^2} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}$$



Figures VI.1. Dimensions de la semelle isolée.



Figures VI.2. Disposition des poteaux.

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont regroupés dans le Tableau VI.1

Tableau VI.1. Dimension des semelles isolées.

Poteau	N (kN)	A (m)	A ^{choisie} (m)	Poteau	N (kN)	A (m)	A ^{choisie} (m)
1	446,56	1.49	1.5	29	706,67	1.88	2
2	380,77	1.38	1.5	30	707,43	1.88	2
3	647,2	1.8	2	31	834,19	2.04	2.5
4	641,8	1.8	2	32	773,78	1.97	2
5	323,55	1.27	1.5	33	912,98	2.13	2.5
6	480,77	1.55	2	34	915,38	2.13	1.5
7	399,84	1.58	2	35	780,91	1.97	2
8	784,64	1.98	2	36	707,74	1.88	2
9	593,14	1.72	2	37	375,02	1.37	1.5
10	591,74	1.72	2	38	783,19	1.98	2
11	783,8	1.98	2	39	584,57	1.7	2
12	417,99	1.44	1.5	40	583,03	1.7	2
13	835,92	2.04	2	41	782,38	1.97	2
14	768,55	1.96	2	42	393,94	1.4	1.5
15	885,02	2.1	2.5	43	458,6	1.51	2
16	888,08	2.1	2.5	44	389,06	1.39	1.5
17	777,56	1.97	2	45	652,44	1.81	2
18	709,18	1.88	2	46	646,88	1.8	2
19	741,9	1.92	2	47	331,29	1.29	1.5
20	608,31	1.74	2	48	492,88	1.57	2
21	488,06	1.56	2	49	436,03	1.47	1.5
22	512,16	1.6	2	50	451,24	1.5	1.5
23	685,06	1.85	2	51	447,56	1.49	1.5
24	715,08	1.89	2	52	435,86	1.47	1.5
25	739,87	1.92	2	53	535,16	1.7	2
26	603,7	1.74	2	54	430,4	1.46	1.5
27	793,72	1.99	2	55	431,41	1.46	1.5
28	812,67	2.1	2.5	56	535,68	1.7	2

- Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :

Il faut vérifier que :

$$1.5 \times B \leq L_{\min}$$

Tel que : $L_{\min} = 1.8\text{m}$ (valeur entre axe minimum de deux poteaux) :

et : $B = A = 2.5\text{m}$

Alors :

$$1.5 \times 2.5 = 3.75 \text{ m} > L_{\min} = 1.8\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

Conclusion

On remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, donc on passe à l'étude des semelles filantes.

VI.3.2. Semelles filantes

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S_s}$

Tel que :

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S_s = B \times L$ (section des semelles filantes)

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

Avec:

$$N = \sum N_i$$

N_i : Effort normal provenant du poteau (i).

La surface totale des semelles est donnée par : $S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.2. Sections des semelles filantes sens XX.

	File	N (kN)	Ss (m ²)	L (m)	B (m)	B ^{choisi} e(m)
Sens XX	1	967.09	4.53	4	1,13	1.5
	2	4831.9	24.15	27	0.89	1
	3	5092	25.46	27	0.94	1
	4	5557.13	27.78	27	1.02	2
	5	5591.74	27.95	27	1.03	2
	6	5171.22	25.85	27	0.95	1
	7	4625.01	23.12	27	0.85	1
	8	887.27	4.43	4	1.1	1.5

Tableau VI.3. Sections des semelles filantes sens YY.

Sens YY	File	N (kN)	Ss (m ²)	L (m)	B (m)	B ^{choisie} (m)
	A	2920.95	14.6	20,6	0.7	1
	B	3571.15	17.85	20,6	0.87	1
	C	5836.02	29.18	24,2	1.2	1.5
	D	4633.22	23.16	24,2	0.95	1
	E	5242.02	26.21	24,2	1.08	1.5
	F	5896	29.48	24,2	1.22	1.5
	G	3502.13	17.51	20,6	0.86	1
H	2971.15	14.85	20,6	0.8	1	

• Vérification

Il faut vérifier la relation suivante :

$$2.5 \times B \leq L_{min}$$

Avec :

L_{min} représente la longueur minimale entre axe de deux poteaux.

* Sens X-X : (L_{min} = 3.5m)

2.5 x B = 2.5 x 1.5 = 3.75 m > L_{min} = 3.50m Condition non vérifiée.

* Sens Y-Y : (L_{min} = 3.4 m)

2.5 x B = 2.5 x 1.5 = 3.75 m > L_{min} = 3.4m Condition non vérifiée.

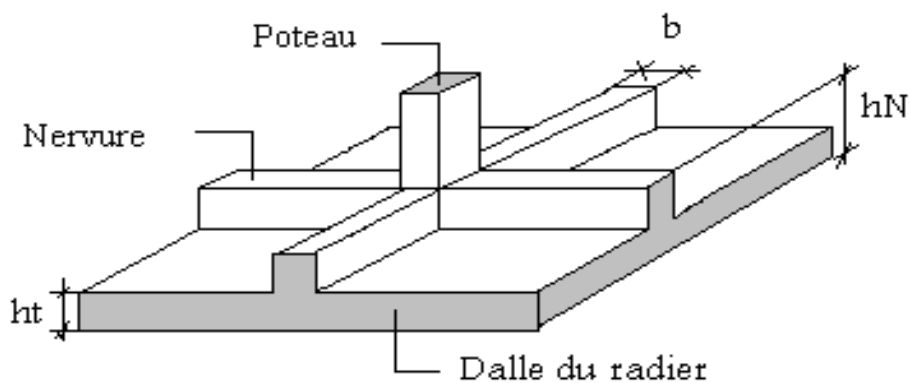
Conclusion

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc qu'il y'a un chevauchement des semelles. La conception de semelles filantes ne devient plus possible, le choix de la conception radier s'impose.

VI.3.3. Radier général

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.



Figures VI.3. Radier en béton armé

VI.3.3.1. Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour : $\begin{cases} N = 50889.97kN \\ \sigma_{sol} = 2bar \end{cases}$

Donc :

$$S_{\text{nécessaire}} = 254.45 < S_b = 585 \text{ m}^2$$

S_b : La surface du bâtiment

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment 585 m^2 donc on adopte pour un débord 0,5m de chaque côté.

La surface totale du radier est 640.8 m^2 .

VI.3.3.2. Pré dimensionnement de radier

1- Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

a. Condition forfaitaire

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

L_{\max} ; La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 5m \Rightarrow h_1 \geq 25cm$$

Alors

On prend : $h=40 \text{ cm}$. pour l'épaisseur de la dalle

2- Nervure :

1. Largeur de la nervure

a) Condition de coffrage :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm}$$

Donc

$b = 50 \text{ cm}$ dans les deux sens (x-x et y-y)

2. La hauteur de nervure

a) Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a $L_{\max} = 5 \text{ m}$

$\Rightarrow 33,33cm \leq h_{n1} \leq 50cm$ On prend $h_{n1} = 50 \text{ cm}$

b- Condition de rigidité :

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{b * K}}$$

Avec

Le : longueur élastique (m).

K : coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm³ (cas d'un sol moyen).

- K=0,5[kg/cm³]..... pour un très mauvais sol.
- K=4 [kg/cm³]..... pour un sol de densité moyenne.
- K=12[kg/cm³]..... pour un très bon sol.

E : module d'élasticité du béton : E =1,0818 * 10⁴MPa.

b : largeur de radier par bande d'un mètre (b=1m).

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

L : distance maximale entre deux poteaux : 5m.

$$\text{donc } h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3k}{E} \left(\frac{2L}{\pi} \right)^4} \Rightarrow h_{N2} \geq 104,5m$$

On prend : h_{N2}=120 cm

A partir des deux conditions :

h_N ≥ max (h_{N1} ;h_{N2}) = Max(50 ;120) cm.

On prend : h= 1.2 m

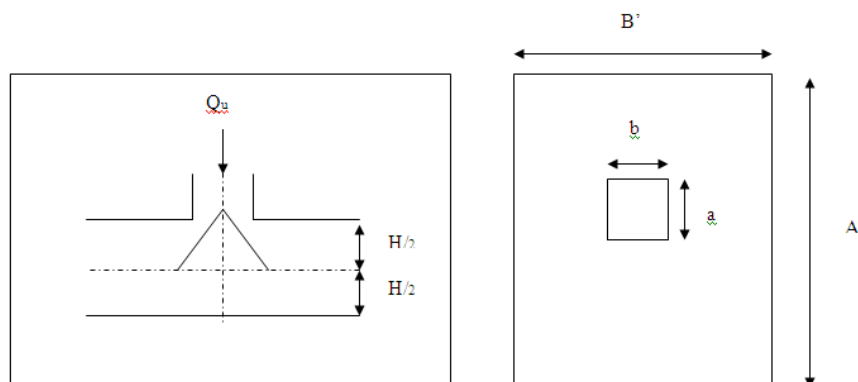
Résumé

- Epaisseur de la dalle du radier h = 40 cm
- Les dimensions de la nervure $\begin{cases} h_N = 120\text{cm} \\ b = 50\text{cm} \end{cases}$ et b = 50cm sen(x - x) et b = 50cm sen(y - y)

VI.3.3. Les vérifications nécessaires

a. Vérification au poinçonnement :

Une force localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier), sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.



Figures VII.5. Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.

D'après CBA93 (article A.5.2.4.2) on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u=1116,5$ KN).

U_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

a, b : Dimensions du poteau du RDC (40×40)cm².

Q_c : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de radier.

$$U_c = 2 [(a + b) + 2h]$$

$$U_c = 2 [(40 + 40) + 2 \times 120] = 640 \text{ cm}$$

$$Q_u = 0.045 \times 6400 \times 1200 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 5760 \text{ kN}$$

$N_u=1116,5$ KN < $Q_u = 5760$ kN.....la condition est vérifiée.

b- Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement par combinaison (0.8G+E) :

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5) on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

Avec :

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$\text{Avec : } M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : moment à la base de la structure.

V_0 : effort tranchant à la base de la structure.

h : profondeur de l'ouvrage de la structure.

M_0, V_0 sont déterminés à l'aide de l'ETABS

Donc :

➤ **Suivant X-X :**

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{72788,735}{35471,68} = 2,05 \text{ m} < \frac{27.4}{4} = 6.85 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

➤ **Suivant Y-Y :**

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{64107,724}{35471,68} = 1.8 \text{ m} < \frac{24.6}{4} = 6.15 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifie.}$$

c. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

$b=1$ m (une bande de 1m de 5m longueur).

$$V_u = \frac{N_u}{S_r} \times \frac{L}{2} \times b = \frac{69684.02}{640.8} \times \frac{5}{2} \times 1 = 271.86 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{271.86}{1 \times 0,9 \times 900} = 0.33 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

VI.3.3.4. Caractéristiques géométriques du radier

a- Position du centre de gravité :

$x_G = 13.5 \text{ m}$

$y_G = 12.1 \text{ m}$

b- Moments d'inertie :

$I_{xx} = 28452.384 \text{ m}^4$

$I_{yy} = 40164.6 \text{ m}^4$

VI.3.3.5. Calcul des contraintes

Calcul des contraintes

$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

Les contraintes du sol sont données par :

- Sollicitation du premier genre :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{50889.97}{604.8} = 0.84 \text{ bar} \leq \sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$

- Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

Avec :

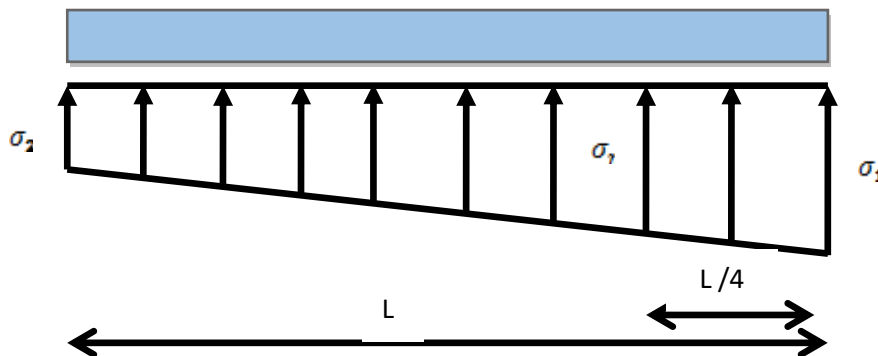


Figure VI.5. Contraintes sous radier.

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

Avec :

σ_1 : contrainte maximale du sol

σ_2 : contrainte minimale du sol

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1.5\sigma_{sol}$

σ_2 : positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.33\sigma_{sol}$$

ELU : $N_u = 69684.02 \text{ kN}$ $\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$
 $M_x = 84067,36 \text{ kN.m}$ $M_y = 93949,99 \text{ kN.m}$

Tableau VI.4. Contraintes sous le radier à l'ELU.

	σ_1 kN/m ²	σ_2 kN/m ²	$\sigma(L/4)$ kN/m ²
Sens x-x	143,28	74, 21	126,01
Sens y-y	130,46	87,03	119,6
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1.5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1.33 \sigma_{sol} = 266$

ELS : $N_{ser} = 50889.97 \text{ kN}$ $\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$
 $M_x = 61392,77 \text{ kN.m}$ $M_y = 68609,54 \text{ kN.m}$

Tableau VI.5. Contraintes sous le radier à l'ELS.

	σ_1 kN/m ²	σ_2 kN/m ²	$\sigma(L/4)$ kN/m ²
Sens x-x	113,95	44,88	96,66
Sens y-y	131.18	57,7	112,81
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1.5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1.33 \sigma_{sol} = 266$

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

VI.3.4. Ferrailage

VI.3.4.1. Modélisation

Le calcul des efforts sollicitant le radier est obtenu en modélisant celui-ci en éléments plaques solidaires à des barres représentant les nervures, charger par les réactions du sol (engendrées par des efforts ramenés à la superstructure au moyen des poteaux et voiles), l'ensemble est appuyé sur des appuis élastique. Cette modélisation sera faite au moyen du logiciel **SAFE V8** destiné à ce type d'ouvrage.

Pour le calcul de ferrailage, on a utilisé un logiciel de calcul (**SOCOTEC**), qui calcul selon les règles **BAEL** (section rectangulaire).

VI.3.4.2. Ferrailage de la dalle du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

a. Détermination des efforts :

D'après logiciel **SAFE V8** Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6. Les efforts sollicitant le radier.

Panneau le plus sollicité	Sens XX			Sens YY		
	Mt (kN.m)	Ma (kN.m)	T (kN)	Mt (kN.m)	Ma (kN.m)	T (kN)
ELU	-97,669	190,09	263,9	-86,38	173,64	315,7
ELS	-72,981	145,481	192,697	-71,178	120,435	231,021

b. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis de panneau le plus sollicité.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$$f_{c28}=25\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa} ; b=100\text{cm} ; h=40\text{cm}$$

Tableau VI.7. Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier.

	Sens	M _u (kN.m)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t (cm)
Travée	x-x	-97,669	8,27	6T16	12,06	15
	y-y	-86,38	7,29	6T16	12,06	15
Appui	x-x	190,09	16,09	6T16+	18,34	15
	y-y			2T20		

Espacement :

$$Esp \leq \text{Min}(3h;33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120\text{cm};33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

❖ Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm} < 33\text{cm}$$

On prend S_t=15cm

❖ Sens y-y :

$$S_t = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm} < 33\text{cm}$$

On prend S_t=15cm

c. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.23\text{cm}^2 < 12,06\text{cm}^2$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.8. Vérification des contraintes.

	Sens	M _{ser} (kN.m)	Choix	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MP)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	-72,981	6T16	12,06	4,79	15	-190,3	201,6	Vérifié
	y-y	-71,178	6T16	12,06	4,67	15	-185,6	201,6	Vérifié
Appuis	x-x y-y	145,48	6T16+ 2T20	18,34	6,56	15	-245,7	201,6	Non Vérifié

Remarque :

La vérification des contraintes à l'ELS n'est pas vérifiée donc on doit augmenter les sections de ferrailages de appuis

Tableau VI.9. Vérification des contraintes.

	Sens	M _{ser} (kN.m)	Choix	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	-72,98	6T16	12,06	4,79	15	-190,3	201,6	Vérifié
	y-y	-71,17	6T16	12,06	4,67	15	-185,6	201,6	Vérifié
Appuis	x-x y-y	145,48	8T20	25,14	6,21	15	-181,2	201,6	Vérifié

VI.3.4.3. Ferrailage des nervures

a. Détermination des efforts :

D'après logiciel **SAFE V8** Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10. Les efforts sollicitant les nervures.

Nervure	Mt (kN.m)	Ma (kN.m)	T (kN)
ELU	-547,457	446,378	356,93
ELS	-400,295	325,019	261,18

b. Calcul du ferrailage :

Tableau VI.11. Ferrailage des nervures.

	M _u (kN.m)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	-547,457	14,13	8T16	16,08
Appuis	446,378	11,45	8T16	16,08

c. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 6.94cm^2 < 18.34cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.12. Vérification des contraintes.

	M _{ser} (kN.m)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	-400,295	8T16	16,08	4,79	15	-232,7	201.6	Non Vérifié
Appuis	325,019	8T16	16,08	4,07	15	-189	201.63	Vérifié

Remarque :

La vérification des contraintes à l'ELS n'est pas vérifiée donc on doit augmenter les sections de ferrailages de Travée

Tableau VI.13. Vérification des contraintes.

	M _{ser} (kN.m)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	-400,295	4T16+4T20	20,61	4,91	15	-183,4	201.6	Vérifié
Appuis	325,019	8T16	16,08	4,07	15	-189	201.63	Vérifié

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

Selon le **CBA 93 : article A 5.1.2.1.1**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{356,93 \times 10^3}{500 \times 1150} = 0,62 \text{ MPa} (\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier})$$

4. Armatures transversales :

1. CBA93 article A.5.1.2.2 :

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,603 \text{ MPa}$$

2. RPA99 version 2003 : Article 7.5.2.2

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_l \right) = 19,2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 60 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) = 1,6 \text{ cm} \quad \text{et} \quad \phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_{\text{max}} = 6,67 \text{ mm}$$

$f_e = 400 \text{ MPa}$; $\tau_u = 0,62 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$; $b = 50 \text{ cm}$; $d = 115 \text{ cm}$

On trouve :

Tableau VI.14. Espacement des armatures transversales.

	Section [cm ²]	Zone	S _t RPA99 [cm]	S _t BAEL91 [cm]	S _t choisit [cm]
Nervure	50 × 120	Courante	20	40	20
		Nodale	15		15

Tableau VI.15. Choix des armatures transversales.

	Section [Cm ²]	Zone	S _t [Cm]	Ø _t	A _t calculée [Cm ²]	A _t choisit [Cm ²]	Choix des barres
Nervure	50 × 120	Courante	20	10	2,25	3,14	4T10
		Nodale	15		3	3,14	4T10

5. Justification des armatures transversales

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \min \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\} = 0,40 \text{ MPa}$$

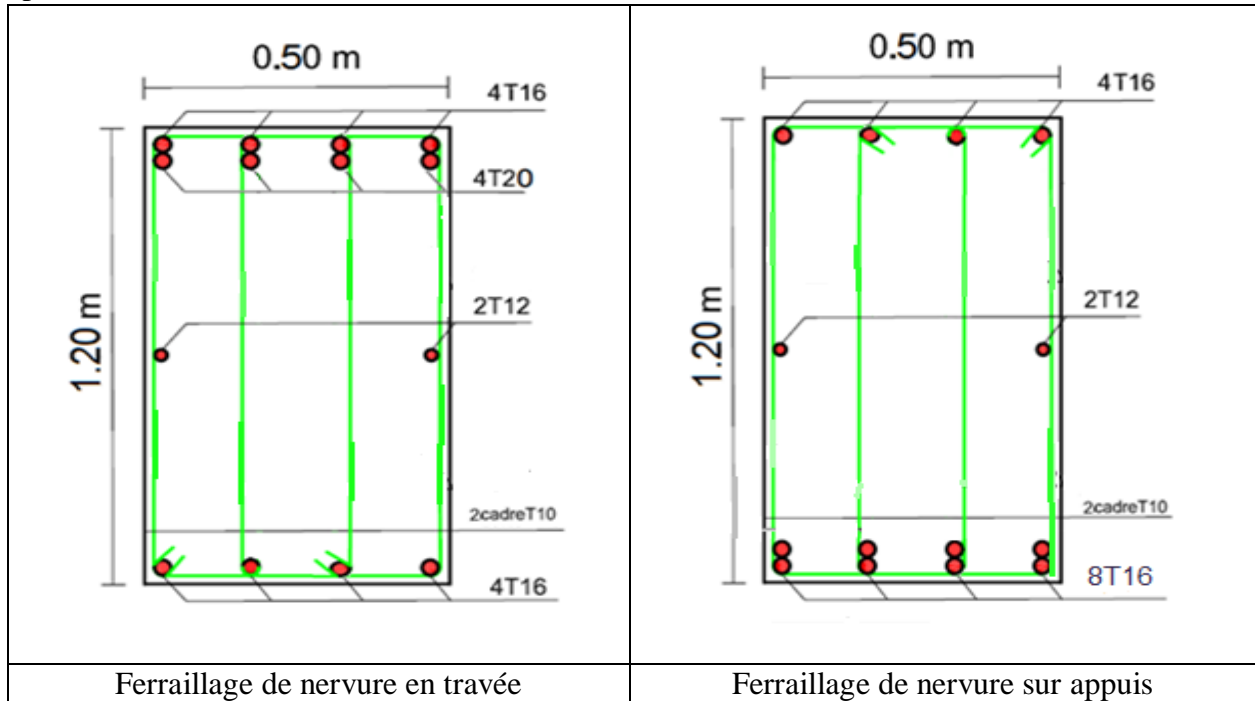
- Zone courante 1,256 MPa > 0,40 MPa Vérifié.

- Zone nodale 1,674 MPa > 0,40 MPa Vérifié.

d. Armature de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le rond lisse.

Pour les bâtiments courants on a 3cm^2 pour chaque mètre pour les armatures de peau On prend 2T12



Figures VI.6. Ferrailage de nervure.

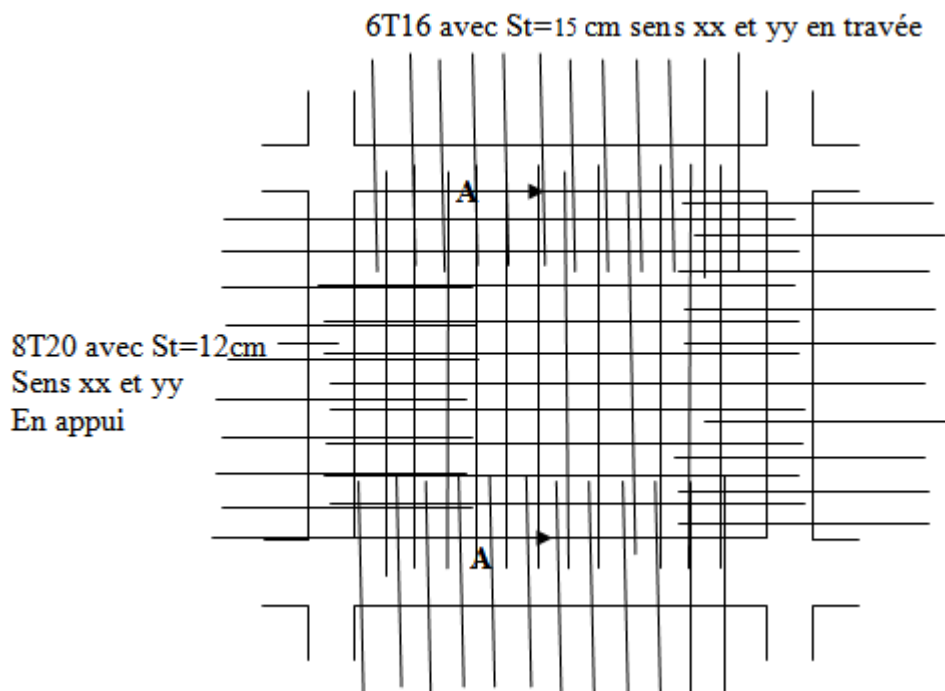
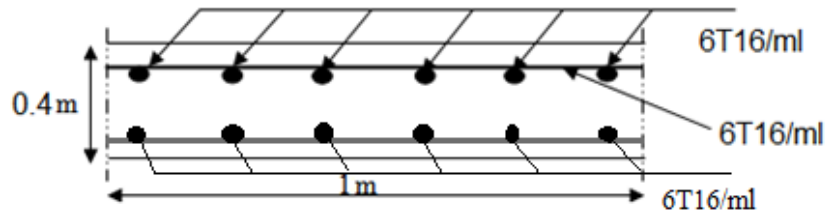


Figure VI.7. Ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y.



Figures VI.8. Coupe A-A ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y en travée.

VI.4. Voile périphérique

Selon le règlement RPA2003 les ossatures au-dessous du niveau de base formées de poteaux courts qui doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.

VI.3.1. Dimensionnement et ferrailage du voile

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur $\geq 15\text{cm}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures et de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- On prend $e = 20\text{cm}$ (L'épaisseur du voile périphérique)
- Le calcul de ferrailage sera fait pour une bande de 1m.

1. Armatures verticales :

$$A_v = 0,1 \times \frac{e \times b}{100} = 0,1 \times \frac{20 \times 100}{100} = 2\text{cm}^2$$

$$A_v = 5T10 / ml \quad \text{On prend :}$$

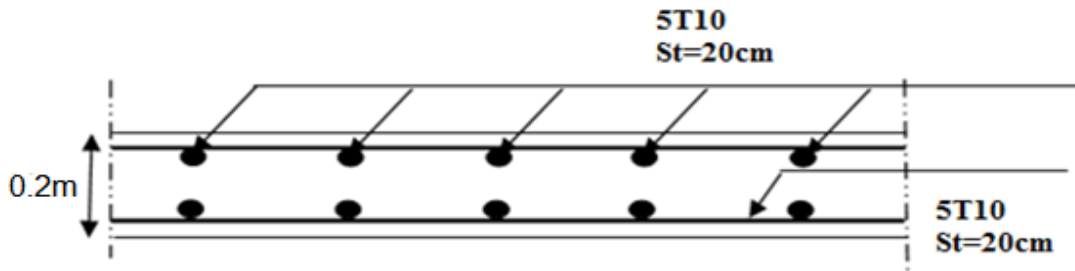
- L'espacement : $e = 20\text{ cm}$

2. Armatures horizontales :

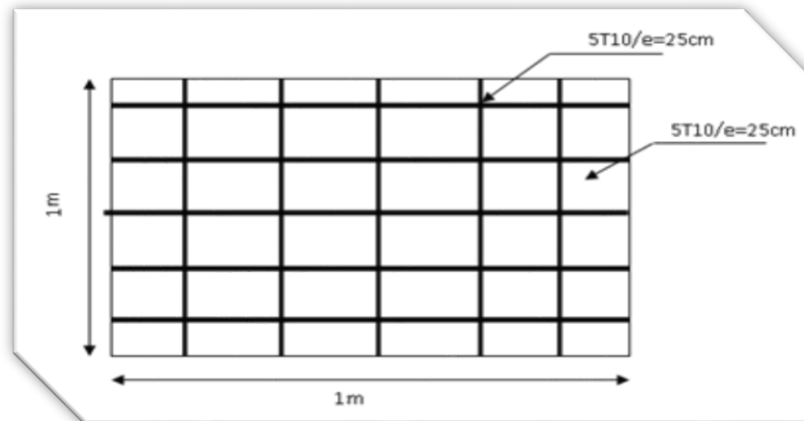
$$A_h = 0,1 \times \frac{e \times h}{100} = 0,1 \times \frac{20 \times 100}{100} = 2\text{cm}^2$$

$$A_h = 5T10 / ml \quad \text{On prend :}$$

- L'espacement : $e = 20\text{ cm}$



Figures VI.9. Coupe horizontale du ferrailage du voile périphérique.



Figures VI.10. Ferrailage du voile périphérique.

VI.5. Ferrailage de longrine

D’après RPA99 /modifié 2003, les points d’appuis d’un même bloc doivent être solidarités par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s’opposer aux déplacements relatifs de ses points d’appui dans le plan horizontal.

a. Dimensionnement :

Pour les sites de catégories S₂, S₃ on doit disposer des longrines de (30x30) cm².

Les longrines doivent être calculées sous un effort de traction donné par la formule suivante :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20kN$$

Avec :

N : La valeur maximale des charges verticales.

α : Coefficient de la zone sismique et de la catégorie du site (Pour une zone IIb et un $\alpha=12$).

$$N = 1257,62kN$$

$$F = \frac{1257,62}{12} = 104,8 \geq 20kN \dots \dots \dots CV$$

b. Calcul de ferrailage :

La section d’armatures est donnée par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{F}{A_s} \Rightarrow A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{104,8}{347,8} = 3,01cm^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = B^2 \times \frac{ft_{28}}{f_e} = 30^2 \times \frac{2.1}{400} = 4.725 \text{ cm}^2$$

- Condition exigée par RPA99 (version 2003) :

$$A_{min} = 0.6\%.b.h = 0.006 \times 30 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_s = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$

c. Vérifications à l'ELS :

On doit vérifier la relation suivante :

$$A_s \geq \frac{F}{\sigma_s}$$

$$\bar{\sigma}_s = \zeta = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right\} \dots \dots \dots \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266.67 \text{ MPa}, \max(200 \text{ MPa}; 201.63 \text{ MPa}) \}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{915,38}{12} = 76,28 \text{ kN}$$

$$A_s \geq \frac{F}{\bar{\sigma}_s} = \frac{76,28}{201.63} = 3,78 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont convenables.

d. Armatures transversales :

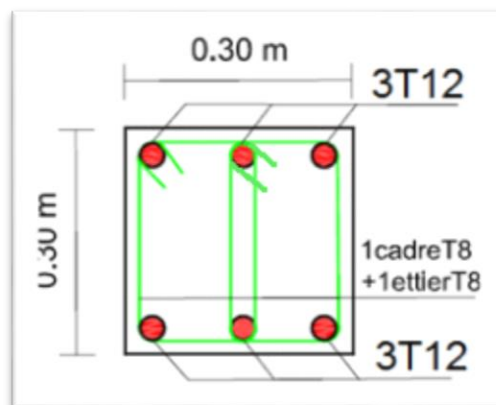
Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est défini par RPA99/Version 2003 par :

$$S_t = \min(20 \text{ cm}; 15\phi_l)$$

On prend : $\phi = 8 \text{ mm}$

$\phi_l = 12 \text{ mm}$

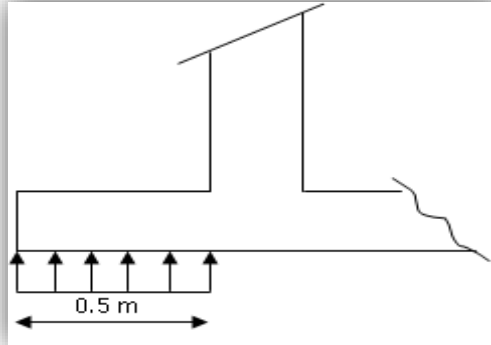
$$S_t \leq \min(20; 15 \times 1.2) \text{ cm} = 18 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$



Figures VI.11. Ferrailage longrine.

VI.6. Ferrailage des débords

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=1,55m$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de $1m$ à l'ELU.



Figures VI.12. Représentation du débord du radier.

a. Détermination des efforts :

D'après logiciel **SAFE V8** Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.16. Les efforts sollicitant le débord.

	M (kN.m)	T (kN)
ELU	45,303	229,366
ELS	35,534	165,351

b. Calcul de ferrailage :

$b=100cm$, $h=40cm$, $f_{c28}=25MPa$, $\sigma_{bc}=14,17MPa$.

Les résultats de ferrailage sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.17. Ferrailage du débord.

M_u (kN.m)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
45,303	4,35	6T14	9,24

$$A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.23cm^2$$

On adopte : $6T14=9.24cm^2$

$$S_r=20cm$$

c. Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow 2.31cm^2$$

On adopte $4T10=3.14cm^2$, $S_r=15cm$

d. Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = 35,534 kN.m$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.18. Vérifications des contraintes du béton et d'acier.

M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
35,534	9.24	3	15	138.7	201.63	OK

e. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites : **CBA article B.5.6**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.08 \geq 0.062 \quad \text{vérifiée} \\ 0.0026 \leq 0.0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0.08 \geq 0.0257 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont satisfaites, nous sommes donc dispensés pour l'évaluation de la flèche.

f. Effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3,33MPa$$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{229,366 \times 10^3}{1000 \times 250} = 0,917MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

Chapitre VII :

***Modélisation avec un spectre correspond à un
enregistrement réel***

Chapitre VII Modélisation avec un spectre correspond à un enregistrement réel

VII. Modélisation avec un spectre correspond à un enregistrement réel

VII.1. Introduction

Le spectre de réponse est largement utilisé dans la conception sismique des structures. Des codes récents recommandent une amplification d'accélération basée sur des coefficients sismiques, en considérant de la géologie du site, de l'intensité sismique et de la distance par rapport à la structure spectrale de conception, et des calculs de force sismique latérale.

Dans cette situation, pour illustrer la conception des spectres de réponse, et pour répondre aux questions sur les facteurs géant la variation spectrale, nous proposons de construire des spectres correspondant à des enregistrements réels à partir d'enregistrements captés lors de séismes. Boumerdès, a utilisé le logiciel (**MATLAB**) dans ETABS pour calculer notre structure et comparer les résultats avec ceux obtenus en utilisant le spectre **RPA**.

Les résultats à comparer sont :

- Les déplacements inter-étage.
- Les forces sismiques.
- Les effets P- Δ .
- Vérification de la stabilité au renversement.

VII.2. Notion de dynamique des structures

VII.2.1. Objective de dynamique des structures

Le chargement dynamique génère des variations dans le temps des déplacements, des accélérations et des vitesses, que la dynamique des structures vise à déterminer. Typiquement, une analyse de la dynamique d'une structure se concentre sur un nombre limité de degrés de liberté dynamiques (**DDLD**).

VII.2.2. Degré de liberté dynamique

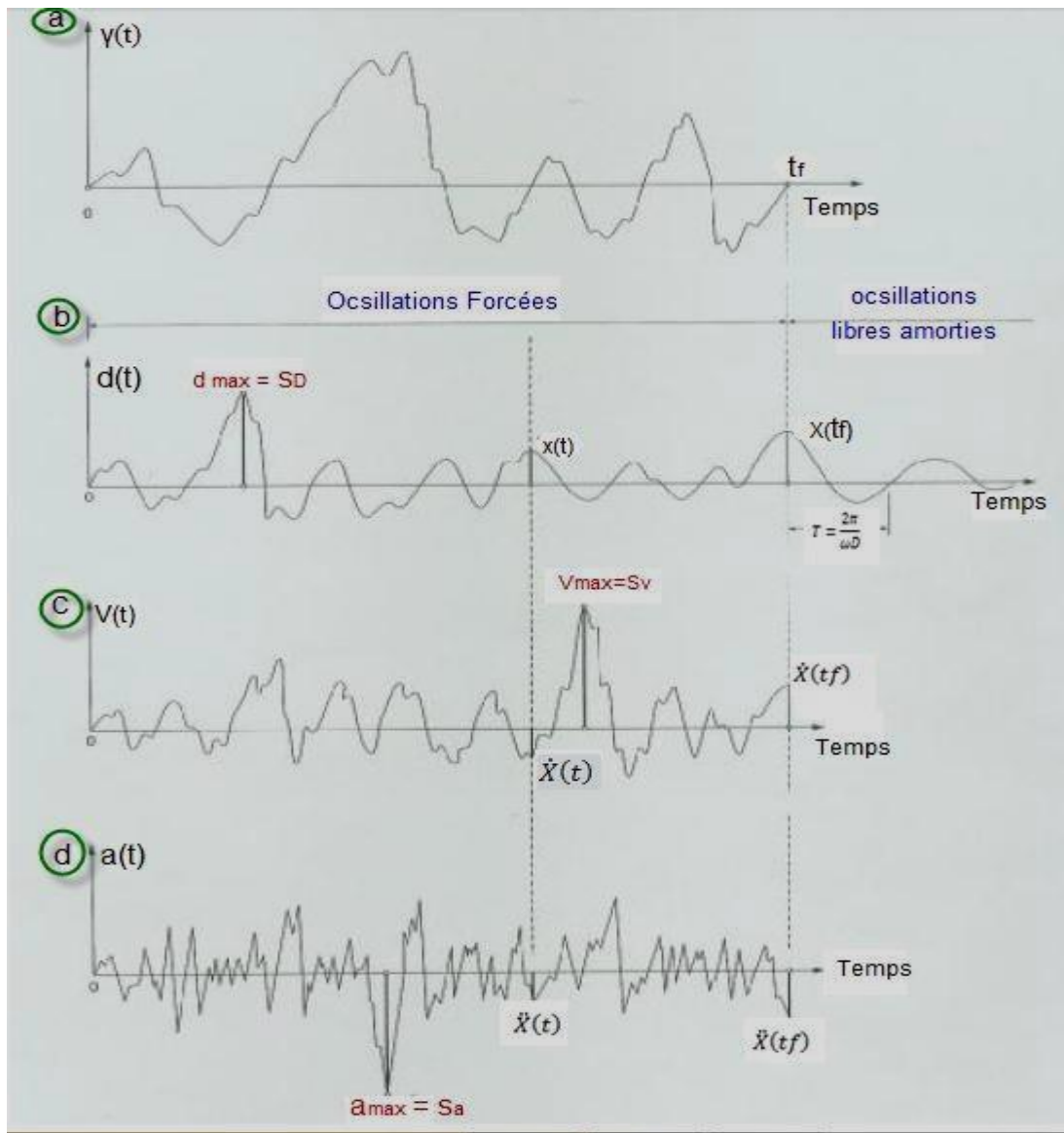
Les structures considérées sont généralement modélisées en concentrant les masses dans des éléments spécifiques, comme les étages des bâtiments, par exemple. Définir le degré de liberté nécessite de déterminer le moins de coordonnées nécessaires pour décrire ces oscillations.

VII.2.3. Spectre de réponse

Le spectre de réponse est un outil important dans l'analyse sismique et la conception de structures et d'équipements, contrairement à la densité spectrale de puissance qui présente des informations sur l'énergie d'entrée et le contenu fréquentiel du mouvement du sol, le spectre de réponse présente la réponse maximale d'une structure à un mouvement du sol donné par un séisme, [(Paultre.P), 2005].

Le spectre de réponse ne représente aucun mouvement sismique réel, mais donne la réponse la plus défavorable du système. Il permet l'évaluation du déplacement maximal et donc de la force maximale appliquée avec une simple lecture. Pour cette raison, les spectres de réponse sont utilisés pour caractériser les effets des séismes sur les structures. D'autre part, le spectre ne fournit pas de valeur pour le moment auquel le déplacement maximal se produit.

Chapitre VII Modélisation avec un spectre correspond à un enregistrement réel



Figures VII.1. Accélération du sol et réponse de la structure.

VII.2.4. Nature des structures

Le mouvement du sol est connu a posteriori par son accélérogramme $\gamma(t)$ enregistrés lors d'un séisme ; on peut envisager deux types de structures liées au sol :

a) Structures parfaitement raides (rigides)

(La période $T = 0$) : Chaque point de la structure au même déplacement absolu que le sol, donc la même accélération $\gamma(t)$

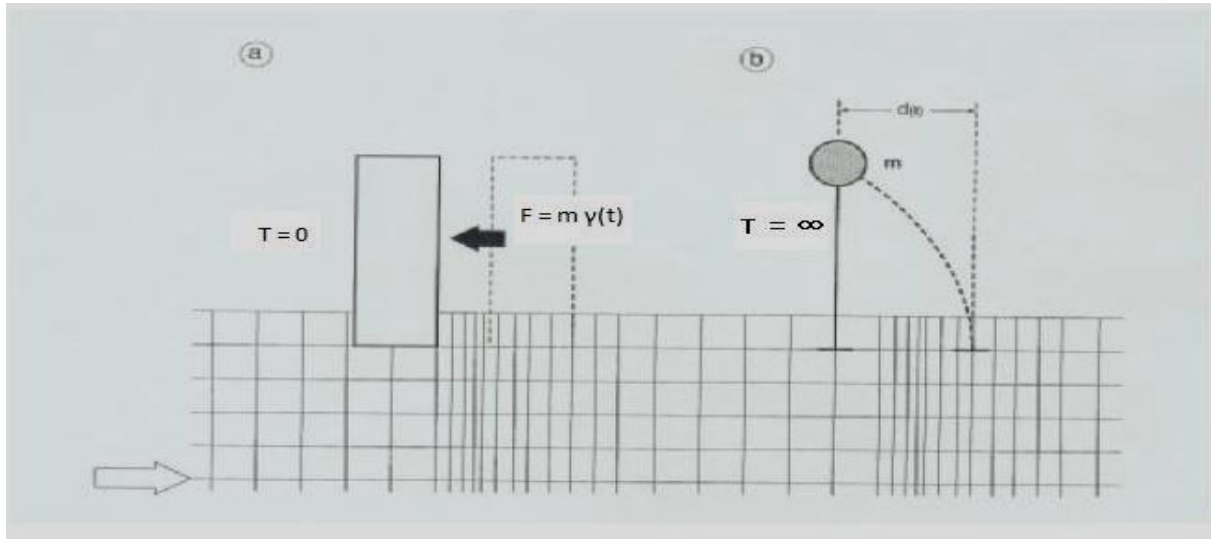
Le déplacement relatif de la masse par rapport au sol, quel que soit l'amortissement de la structure, est nul, la réponse de l'oscillateur est quasi statique : $d(t) = 0$

L'accélération de l'oscillateur tend vers l'accélération du sol (l'amplification de l'oscillateur tend vers l'unité), appelée accélération à période nulle ou à fréquence infinie.

En conséquence, une masse (m) attachée à cette structure (Figure VII-2-a) lui communique une force d'inertie : $F = m \gamma(t)$

a) Structures parfaitement souples ($T = \infty$)

Le déplacement absolu des masses de la structure en dehors de celles directement liées au sol (les fondations, par exemple) est nul sous l'action des forces d'inertie. Le déplacement relatif $d(t)$ de la structure par rapport au sol passe par un maximum, et est opposé au déplacement absolu du sol (Figure VII-2-b)

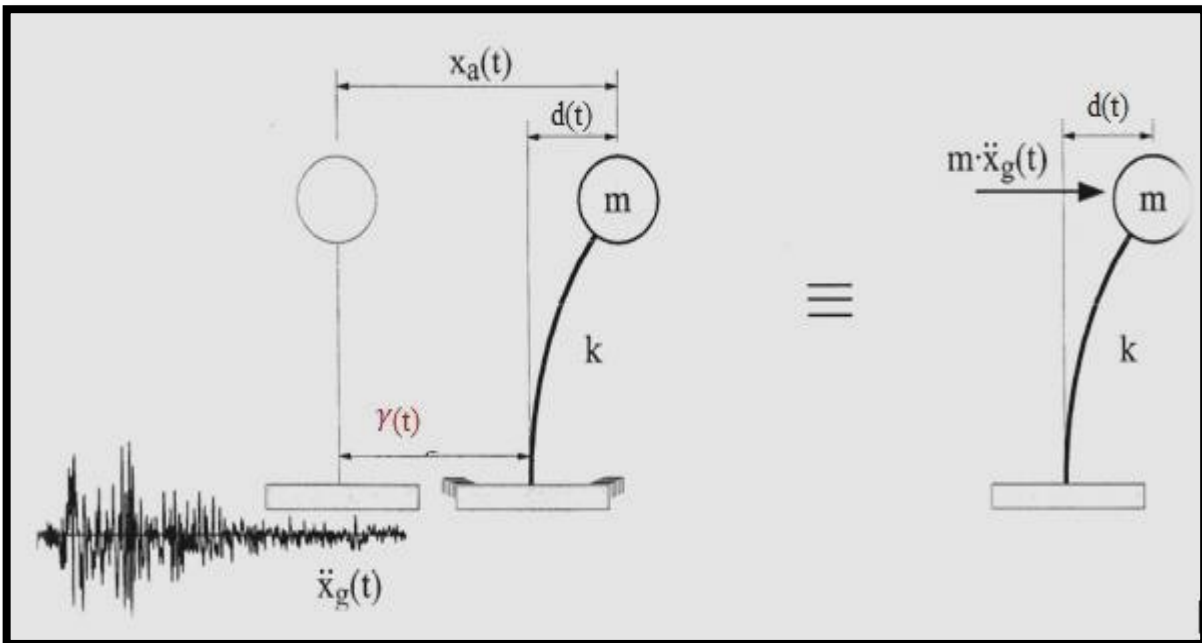


Figures VII.2. Réponses des structures

a- Oscillateur parfaitement raide ; b- Oscillateur parfaitement souple.

VII.2.5. Oscillations des structures

Lorsqu'on écarte un système, tel qu'un oscillateur simple constitué d'une masse (m) fixée au bout d'une tige, d'une position d'équilibre, compte tenu des liaisons et des déformations qui lui sont imposées il y a apparition des forces de rappel qui tendent à le ramener à sa position de repos (Figure VII-3). Sous l'action du séisme l'oscillateur est soumis à sa base au point A à un mouvement du sol $d(t)$ variable avec le temps ; le mouvement que prend la masse oscillante est un mouvement plan entièrement défini par le déplacement du centre de gravité de la masse au temps t . Donc le système dépend d'un seul degré de liberté : le déplacement relatif $d(t)$ de la masse par rapport au sol.



Figures VII.3. Oscillateur simple.

Chapitre VII Modélisation avec un spectre correspond à un enregistrement réel

La réponse sismique d'une structure est exprimée par la prise en compte de l'équilibre dynamique des forces s'exerçant sur la structure pendant la durée du séisme, et déterminée lorsque la masse (m), qui occupe la position déformée définie par $d(t)$, est soumise aux forces horizontales suivantes :

- Une force de rappel élastique exercée par le support de raideur k , qui est proportionnelle au déplacement relatif $d(t)$:

$$\mathbf{F1} = - k \mathbf{d}(t) \dots\dots\dots (VII.1)$$

- Une force de freinage proportionnelle à l'amortissement (c) et à la vitesse relative $v(t)$ autrement dit, à déplacement nul, l'amortissement est nul aussi :

$$\mathbf{F2} = - c \mathbf{v}(t) \dots\dots\dots (VII.2)$$

- Une force d'inertie développée par la masse (m) dans le sens contraire à l'accélération $\Gamma(t)$ de l'action sismique ; les forces d'inertie caractérisant la résistance qu'opposent les masses à leur mise en mouvement ou à leur freinage, elles sont donc opposées aux forces élastiques ;

$$\mathbf{F} = - m \mathbf{\Gamma}(t) = - m [\gamma(t) + a(t)] \dots\dots\dots (VII.3)$$

Avec :

$\Gamma(t)$: accélération de l'action sismique. $\gamma(t)$: accélération du sol.

$a(t)$: accélération de la masse (m) par rapport au sol.

Les déplacements de la masse (m) sont mesurés soit dans un repère relatif lié au point A [déplacement $d(t)$], soit dans un repère absolu [déplacement $\Delta(t)$]. Les déplacements sont liés par la formule :

$$\Delta(t) = \mathbf{D}(t) + \mathbf{d}(t) \dots\dots\dots (VII.4)$$

En écrivant l'équilibre des forces, on obtient :

$$\mathbf{F1} + \mathbf{F2} = - \mathbf{F}(t) \dots\dots\dots (VII.5)$$

On en déduit l'équation du mouvement :

$$m \mathbf{\Gamma}(t) + c \mathbf{v}(t) + k \mathbf{d}(t) = \mathbf{0} \dots\dots\dots (VII.6)$$

Soit, compte tenu de la formule (VII.3) :

$$m [\gamma(t) + a(t)] + c \mathbf{v}(t) + k \mathbf{d}(t) = \mathbf{0} \dots\dots\dots (VII.7)$$

Soit encore :

$$m \mathbf{a}(t) + c \mathbf{v}(t) + k \mathbf{d}(t) = - m \gamma(t) \dots\dots\dots (VII.8)$$

On constate qu'on se ramène à l'étude d'un oscillateur simple dans le repère relatif (Figure VII-3) en supposant la masse soumise à une force fictif ($- ma(t)$) proportionnelle à l'accélération $a(t)$ du point d'appui A

Avec les notations suivantes et en tenant compte de la définition de l'amortissement ζ , l'équation (VII.8) peut s'écrire sous la forme :

$$a(t) + 2\omega\zeta v(t) + \omega^2 d(t) = - \gamma(t) \dots\dots\dots (VII.9)$$

Avec :

$$T = 2\pi\sqrt{m/K}$$

$$f = 1/T$$

Chapitre VII Modélisation avec un spectre correspond à un enregistrement réel

$$\omega = 2\pi/T = 2\pi f$$

K : raideur du système.

ω : pulsation du système non amorti (en radian / second).

T : période (en seconde).

Le mouvement étant périodique, la durée d'un cycle est appelée période du mouvement.

f : fréquence (en Hertz)

L'équation (VII.9) écrire sous la forme :

$$m\ddot{u}_n + c\dot{u}_n + ku_n = p_n \dots \dots \dots (VII.10)$$

Le spectre de réponse élastique résume la réponse maximale de n'importe quel oscillateur linéaire soumis à une excitation (harmonique, explosive, sismique...) donnée.

Dans le génie parasismique les spectres de réponse sont un moyen de caractériser les séismes et surtout leurs effets sur les structures. C'est un concept central car il réalise le transfert des connaissances de la sismologie et de la dynamique des structures. Pour l'ingénieur il constitue l'outil principal en vue du dimensionnement. La méthode des forces de remplacement permet d'évaluer les sollicitations sismiques à l'aide du spectre de réponse spécifié dans les normes de construction. La détermination du spectre de réponse à partir d'un accélérogramme enregistré nécessite la résolution de l'équation du mouvement pour un oscillateur simple linéaire.

On obtient ainsi à des spectres qui ne sont plus déduits mathématiquement d'un accélérogramme précis mais sont devenus des entités autonomes, artificiellement façonnées en fonction de divers impératifs de protection parasismique.

❖ Méthode de résolution : Intégration par morceau

La sollicitation sismique sous forme d'accélérogramme n'étant pas disponible sous forme analytique, la réponse sismique de la structure doit être déterminée numériquement. Il existe de nombreuses méthodes pour la résolution de l'équation (VII.10).

Pour résoudre l'équation (VII.10), on applique la méthode Intégration par morceau (méthodes basées sur l'interpolation de l'excitation).

D'après [Paultre, 2005, page206] et [Chopra, 2001, page 168], La solution de l'équation (VII.10) est donnée par :

$$u_{i+1} = Au_i + B\dot{u}_i + C(-m\ddot{u}_{gi}) + D(-m\ddot{u}_{gi+1}) \dots \dots \dots (VII.11)$$

$$\dot{u}_{i+1} = A'u_i + B'\dot{u}_i + C'(-m\ddot{u}_{gi}) + D'(-m\ddot{u}_{gi+1}) \dots \dots \dots (VII.12)$$

Où :

$$A = e^{-\xi\omega_n\Delta t} \left(\frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \sin \omega_D \Delta t + \cos \omega_D \Delta t \right)$$

Chapitre VII Modélisation avec un spectre correspond à un enregistrement réel

$$B = e^{-\xi \omega_n \Delta t} \left(\frac{1}{\omega_D} \sin \omega_D \Delta t \right)$$

$$C = \frac{1}{k} \left\{ \frac{2\xi}{\omega_n \Delta t} + e^{-\xi \omega_n \Delta t} \left[\left(\frac{1 - 2\xi^2}{\omega_D \Delta t} - \frac{\xi}{\sqrt{1 - \xi^2}} \right) \sin \omega_D \Delta t - \left(1 + \frac{2\xi}{\omega_n \Delta t} \right) \cos \omega_D \Delta t \right] \right\}$$

$$D = \frac{1}{k} \left[1 - \frac{2\xi}{\omega_n \Delta t} + e^{-\xi \omega_n \Delta t} \left(\frac{2\xi^2 - 1}{\omega_D \Delta t} \sin \omega_D \Delta t + \frac{2\xi}{\omega_n \Delta t} \cos \omega_D \Delta t \right) \right]$$

$$A' = -e^{-\xi \omega_n \Delta t} \left(\frac{\omega_n}{\sqrt{1 - \xi^2}} \sin \omega_D \Delta t \right)$$

$$B' = e^{-\xi \omega_n \Delta t} \left(\cos \omega_D \Delta t - \frac{\xi}{\sqrt{1 - \xi^2}} \sin \omega_D \Delta t \right)$$

$$C' = \frac{1}{k} \left\{ -\frac{1}{\Delta t} + e^{-\xi \omega_n \Delta t} \left[\left(\frac{\omega_n}{\sqrt{1 - \xi^2}} + \frac{\xi}{\Delta t \sqrt{1 - \xi^2}} \right) \sin \omega_D \Delta t + \frac{1}{\Delta t} \cos \omega_D \Delta t \right] \right\}$$

$$D' = \frac{1}{k \Delta t} \left[1 - e^{-\xi \omega_n \Delta t} \left(\frac{\xi}{\sqrt{1 - \xi^2}} \sin \omega_D \Delta t + \cos \omega_D \Delta t \right) \right]$$

$\omega_D = \omega \sqrt{1 - \zeta^2}$: Pseudo-pulsation des oscillations libres amorties.

On constate que la valeur du déplacement ne dépend que de la pulsation ω , du coefficient d'amortissement ζ et de l'accélération γ du sol.

VII.2.6. Détermination des spectres de réponse

Les formules (VII.11) à (VII.12) permettent, à partir de l'enregistrement (accélérogramme) d'un séisme, de calculer systématiquement pour tous les oscillateurs simples possibles (c'est-à-dire pour toute la gamme de périodes et d'amortissements possibles) les valeurs de la réponse maximale en termes de déplacements $[d(t)]_{\max}$ et de tracer les graphiques correspondants, dits spectres de réponses des déplacements (Figure VII-4).

De même, on peut tracer les réponses maximales en termes de vitesse $[v(t)]_{\max}$ et d'accélération $[a(t)]_{\max}$.

Le déplacement $d(t)$ de la masse étant calculé pour chaque oscillateur, on peut déduire :

- Le spectre de réponse de déplacement (Figure VII-4-c), d'après la formule (VII.13) avec :

$$[a(t)]_{\max} / \omega = Sv :$$

$$Sd = [u(t)]_{\max} = Sv / \omega = D_{\max} \dots \dots \dots (VII.13)$$

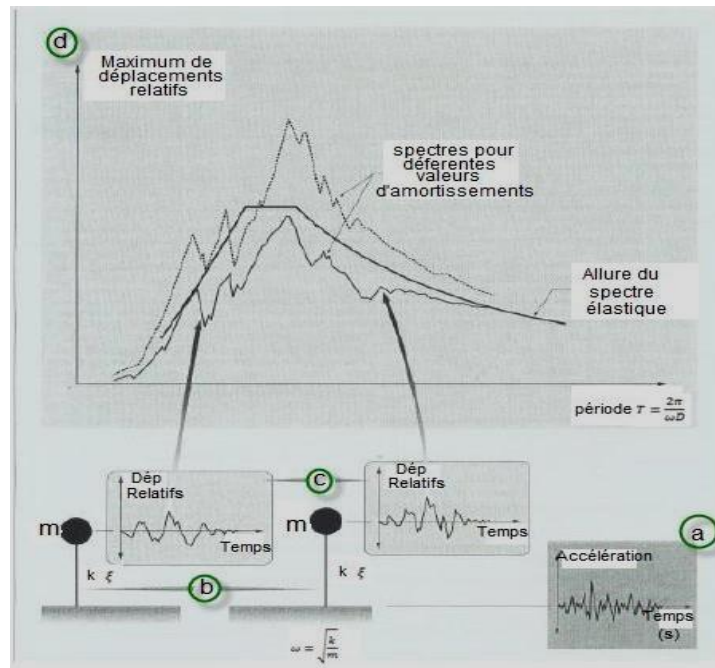
- Le spectre de réponse de vitesse :

$$Sv = [v(t)]_{\max} = \omega Sd \dots \dots \dots (VII.14)$$

- Le spectre de réponse de l'accélération : il peut être tracé de la même façon, puisque l'accélération maximale et le déplacement maximal sont liés par la formule :

$$Sa = [a(t)]_{\max} = -\omega^2 d(t) = \omega Sv \dots \dots \dots (VII.15)$$

Ou encore : $a_{\max} = \omega Sv = \omega^2 D_{\max} \dots \dots \dots (VII.16)$



Figures VII.4. Formulation d'un spectre de réponse de déplacement

- a- Accélérogramme enregistré, b- Choix d'oscillateurs simples avec un amortissement ζ et une période T connue, c- Réponses en déplacement des oscillateurs choisis
- d- Spectre de réponse en déplacement pour diverses valeurs d'amortissement.

Le spectre de réponse est construit en reportant la valeur de la réponse maximale subite par chaque oscillateur en fonction de sa période fondamentale. Les réponses d'une série d'oscillateurs simples linéaires, tout soumis à cet accélérogramme, sont déterminées pour une valeur fixée du coefficient d'amortissement visqueux ζ . Les accélérations maximales de chaque oscillateur simple sont nommées accélérations spectrales et leurs ensembles forment le spectre de réponse élastique de l'accélération.

VII.2.7. Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus courante consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse, c'est-à-dire par une représentation non plus dans le domaine du temps (accélérogramme), mais dans celui des fréquences ou des périodes.

En effet, toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, mais son étude se ramène à celle d'un certain nombre d'oscillateurs simples.

Les spectres caractérisent ainsi les séismes beaucoup plus clairement que les accélérogrammes (signaux temporels) ; connaître l'histoire du mouvement à chaque instant est un problème complexe. Extraire seulement les valeurs maximales est à la fois plus simple et plus significatif puisqu'elle conditionne les sollicitations maximales.

L'utilisation d'un spectre s'effectue différemment selon qu'il s'agit d'un spectre de déplacement ou d'un spectre d'accélération.

a- Utilisation d'un spectre de déplacement :

En fonction de la période T (ou de la fréquence f) et du coefficient d'amortissement ζ de l'oscillateur, le spectre de déplacement relatif donne la valeur U_{max} du déplacement relatif maximale. Ce déplacement imposé au système fournit directement la valeur de la force de rappel (voir formule VII.1 et VII.17) :

$$F_{max} = k D_{max} \dots \dots \dots (VII.17)$$

Chapitre VII Modélisation avec un spectre correspond à un enregistrement réel

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{2/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone

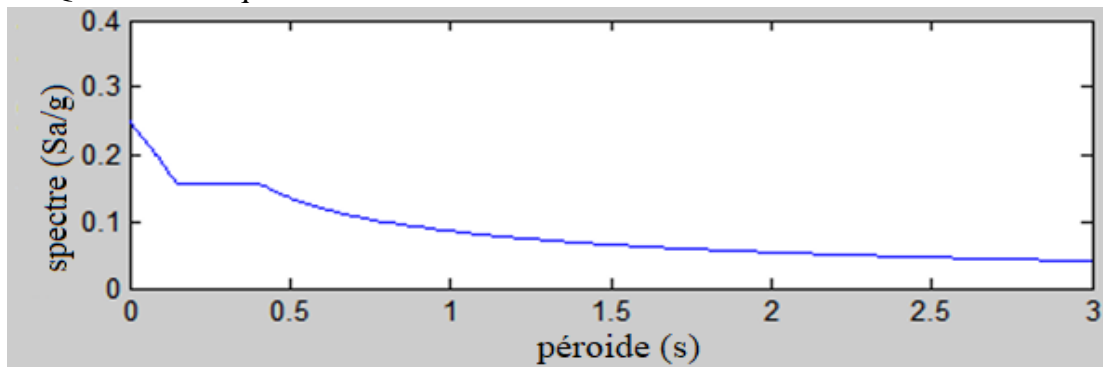
η : facteur de correction d'amortissement

ζ : pourcentage d'amortissement critique.

R: coefficient de comportement de la structure.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

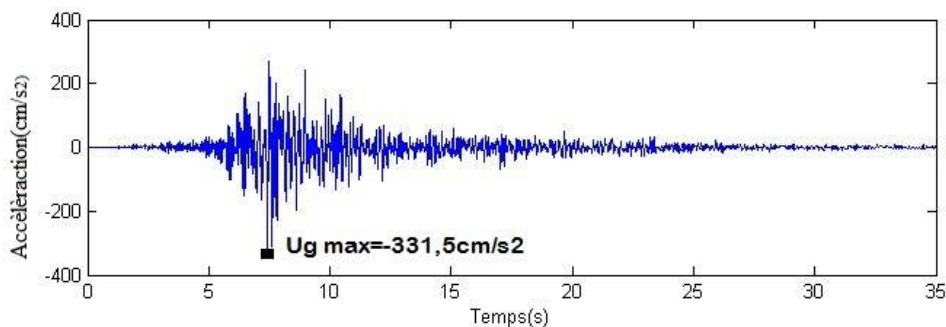


Figures VII.5. Spectre de réponse RPA

VII.3.2. Spectre de réponse de site de Keddara1 lors de séisme de Boumerdès 2003

a) Accélérogramme de site de Keddara1 :

La figure (VII-7) représente l'accélérogramme sismique qui sera utilisé comme mouvement du sol. Dans cette étude c'est le signal enregistré sur le site de Keddara1 lors deséisme de Boumerdès 2003.



Figures VII.6. enregistrement réel sur site de Keddara1.

b) L'utilisation de logiciel Matlab pour obtenir le spectre de réponse :

➤ Définition de logiciel Matlab :

Nous utilisons Matlab pour résoudre l'équation basée sur la méthode d'interpolation

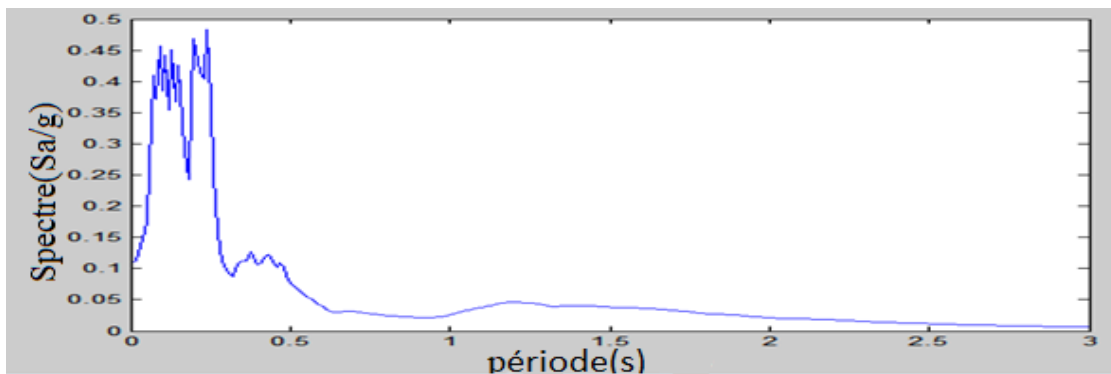
Chapitre VII Modélisation avec un spectre correspond à un enregistrement réel

d'excitation pour obtenir le spectre de réponse. MATLAB (Matrix Laboratory) est un langage de programmation utilisé pour le calcul numérique. Développé par The Math Works, MATLAB peut manipuler des matrices, afficher des courbes et des données, implémenter des algorithmes, manipuler des équations algébriques et résoudre des équations intégrales et différentielles.

➤ Etape de construction :

Dans cette étape, à l'aide de programme de Matlab, on a tracé les spectres de réponse d'accélération, vitesse et déplacement avec une amortissement ($\xi=10\%$).

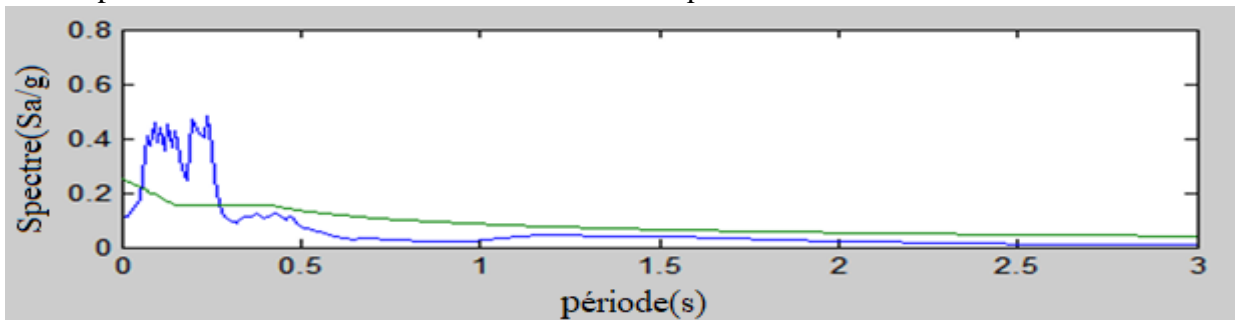
Nous avons approché le Centre de Recherche en Génie Parasismique (CGS) pour se procurer un accélérogramme du site de Keddara1 et ensuite les données ont été téléchargés dans le programme Matlab pour obtenir le spectre sous forme de data et graphique, après l'exécution du programme on obtient le spectre de réponse suivant :



Figures VII.7. Spectre de réponse de Keddara1 Avec Q/R.

VII.3.3. Spectre de réponse RPA et Keddara1

Dans le spectre réglementaire, la réduction de force due au comportement non linéaire (la ductilité) de structure est représentée par le coefficient R. le facteur Q est pour évaluer la qualité de comportement de structure vis-à-vis l'effort sismique.

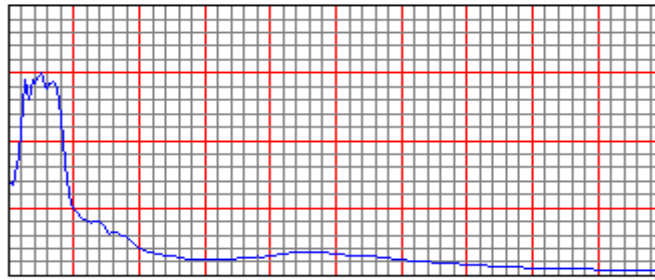


Figures VII.8. Spectre de réponse de Keddara1 multiplié par coefficient de ductilité α et Spectre de réponse de RPA.

VII.4. Présentation des résultats

On a fait injecter le nouveau spectre de réponse du site de Keddara1 dans le logiciel ETABS pour obtenir les résultats de : déplacements inter-étage, forces sismiques, effets P- delta, vérification de la stabilité au renversement. Pui les comparer avec celles obtenue en utilisant le spectre du RPA99/2003.

Chapitre VII Modélisation avec un spectre correspond à un enregistrement réel



Figures VII.9. Diagramme de spectre de réponse de Keddara1 sur ETABS.

➤ **Comparaisons des résultats entre le spectre de RPA et le spectre du site de Keddara1 :**

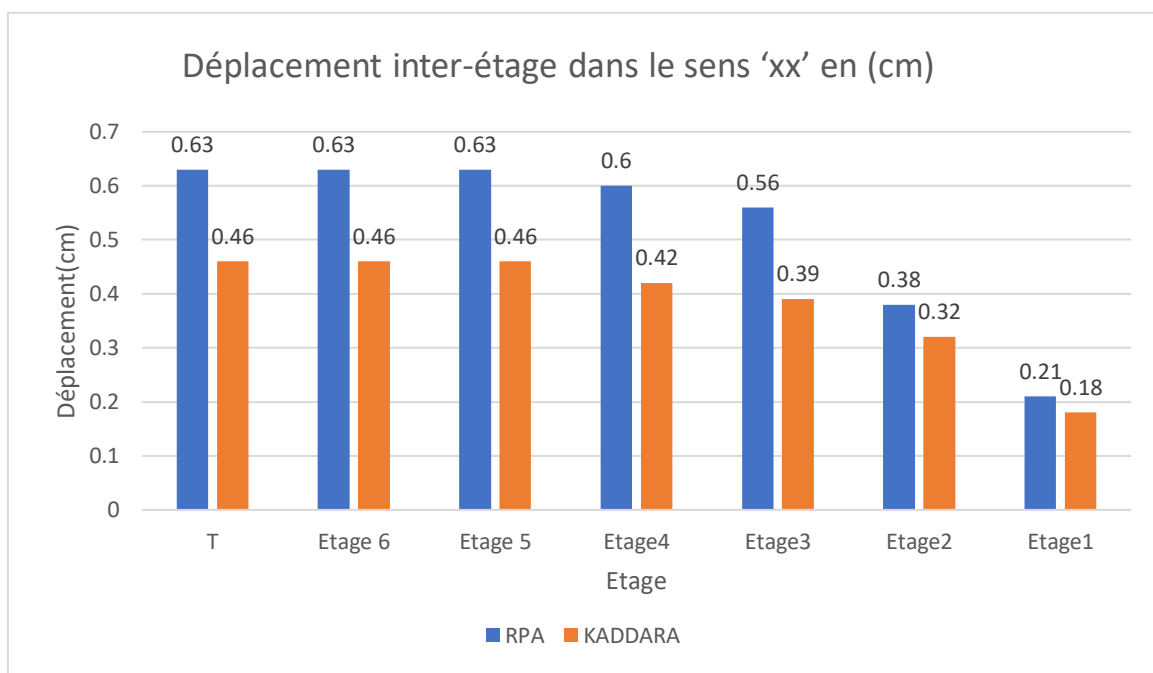
VII.4.1. Déplacements inter-étage (RPA99 Art 5.10)

Dans cette partie on fait la comparaison entre les résultats des déplacements inter – étage obtenue par le spectre du RPA et le spectre du Keddara1.

❖ **Sens xx**

Tableau VII.1. Déplacement inter-étage dans le sens 'xx' selon le spectre de RPA et Keddara1.

Niveau	h _K (cm)	1% h _K (cm)	le spectre de RPA				le spectre de Keddara1			
			δ _{eK} (cm)	δ _K (cm)	Δ _K (cm)	Observation	δ _{eK} (cm)	δ _K (cm)	Δ _K (cm)	Observation
T	306,0	3,06	1,04	3,64	0,63	CV	0,76	2,66	0,46	CV
6 ^{ème}	306,0	3,06	0,86	3,01	0,63	CV	0,63	2,205	0,46	CV
5 ^{ème}	306,0	3,06	0,68	2,38	0,63	CV	0,5	1,175	0,460	CV
4 ^{ème}	306,0	3,06	0,5	1,75	0,6	CV	0,37	1,295	0,42	CV
3 ^{ème}	306,0	3,06	0,33	1,15	0,56	CV	0,25	0,875	0,39	CV
2 ^{ème}	306,0	3,06	0,17	0,59	0,38	CV	0,14	0,49	0,32	CV
1 ^{ème}	306,0	3,06	0,06	0,21	0,21	CV	0,05	0,175	0,18	CV



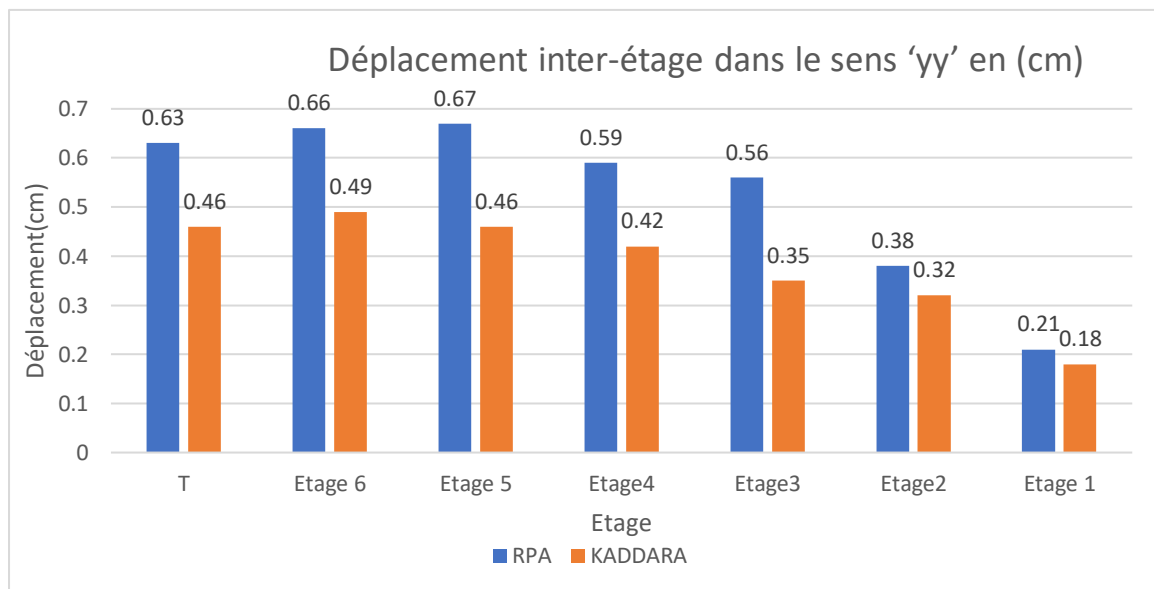
Figures VII.10. Déplacement inter étage dans les sens xx.

Chapitre VII Modélisation avec un spectre correspond à un enregistrement réel

❖ Sens yy

Tableau VII.2. Déplacement inter-étage dans le sens 'yy' selon le spectre de RPA et Keddara1.

Niveau	h _K (cm)	1% h _K (cm)	le spectre de RPA				le spectre de Keddara1			
			δ _{eK} (cm)	δ _K (cm)	Δ _K (cm)	Observation	δ _{eK} (cm)	δ _K (cm)	Δ _K (cm)	Observation
T	306,0	3,06	1,05	3,67	0,63	CV	0,76	2,66	0,46	CV
6 ^{ème}	306,0	3,06	0,87	3,04	0,66	CV	0,63	2,205	0,49	CV
5 ^{ème}	306,0	3,06	0,68	2,38	0,67	CV	0,49	1,715	0,46	CV
4 ^{ème}	306,0	3,06	0,49	1,71	0,59	CV	0,36	1,26	0,42	CV
3 ^{ème}	306,0	3,06	0,32	1,12	0,56	CV	0,24	0,84	0,35	CV
2 ^{ème}	306,0	3,06	0,17	0,56	0,38	CV	0,14	0,49	0,32	CV
1 ^{ème}	306,0	3,06	0,06	0,21	0,21	CV	0,05	0,175	0,18	CV



Figures VII.11. Déplacement inter étage dans le sens yy.

Suivant les figures (VII.10 et 11) et d'après l'observation des tableaux (VII.1 et 2), on constate que :

Les déplacements maximaux de la structure analysée par spectre RPA, sont plus importants que celle analysée par spectre de Keddara1 selon les deux directions, Où on trouve :

- Selon x-x : $DM_{\text{Max}} \text{ S.RPA} = 1.37 \times DM_{\text{Max}} \text{ S. Keddara1}$.
- Selon y-y : $DM_{\text{Max}} \text{ S.RPA} = 1.45 \times DM_{\text{Max}} \text{ S. Keddara1}$.

VII.4.2. Vérification de l'effet P- Delta (Art 5.9 RPA99)

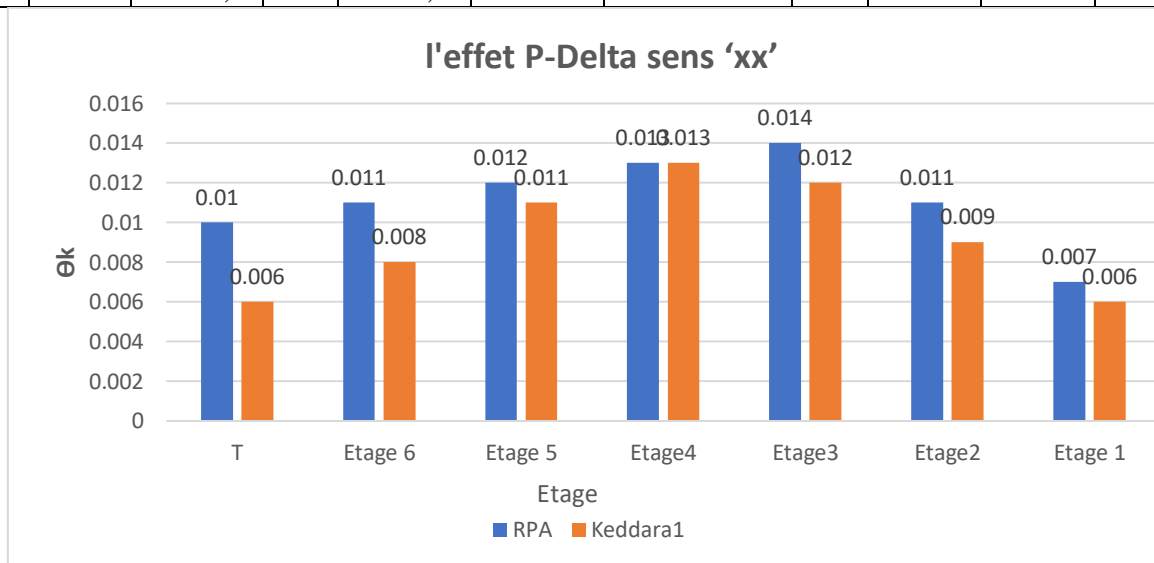
Dans cette partie nous allons comparer les vérifications vis-à-vis de l'effet P-Delta obtenues par le spectre du RPA et le spectre du Keddara1.

Chapitre VII Modélisation avec un spectre correspond à un enregistrement réel

❖ Sens xx

Tableau VII.3. Vérification de l'effet P-Delta sens 'xx' selon le spectre de RPA et Keddara1.

Niveau	h _K (cm)	P _k (kN)	le spectre de RPA				le spectre de Keddara1			
			Δ _K	V _{kx} (kN)	θ _K	Observation	Δ _K	V _{kx} (kN)	θ _K	Observation
T	306,0	7161,62	0,63	1528,94	0,01	CV	0,46	1799,3	0,006	CV
6 ^{ème}	306,0	13429,9	0,63	2510,43	0,011	CV	0,46	2500,99	0,008	CV
5 ^{ème}	306,0	19698,2	0,63	3248,38	0,012	CV	0,46	2595,65	0,011	CV
4 ^{ème}	306,0	26105,7	0,6	3830,24	0,013	CV	0,42	2811,28	0,013	CV
3 ^{ème}	306,0	32513,3	0,56	4273,42	0,014	CV	0,39	3537,39	0,012	CV
2 ^{ème}	306,0	39081,4	0,38	4604,73	0,011	CV	0,32	4365,25	0,009	CV
1 ^{ème}	306,0	45649,6	0,21	4765,1	0,007	CV	0,18	4779,75	0,006	CV



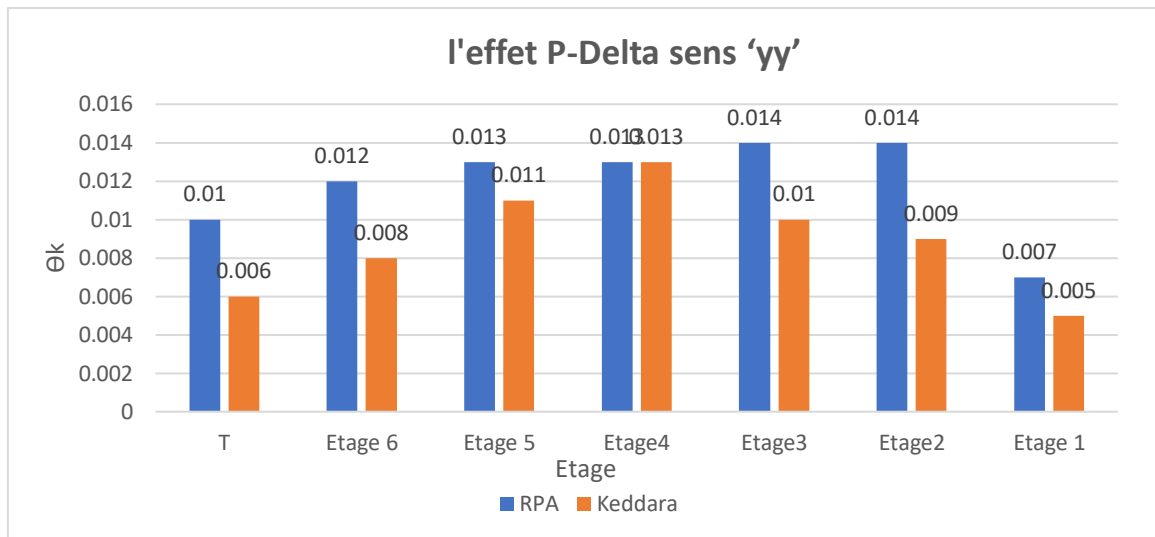
Figures VII.12. l'effet P-Delta sens 'xx' selon le spectre de RPA et Keddara1.

❖ Sens yy

Tableau VII.4. Vérification de l'effet P-Delta sens 'yy' selon le spectre de RPA et Keddara1.

Niveau	h _K (cm)	P _k (kN)	le spectre de RPA				le spectre de Keddara1			
			Δ _K	V _{ky} (kN)	θ _K	Observation	Δ _K	V _{ky} (kN)	θ _K	Observation
T	306,0	7161,62	0,63	1528,94	0,01	CV	0,46	1890,14	0,006	CV
6 ^{ème}	306,0	13429,93	0,66	2510,81	0,012	CV	0,49	2583,41	0,008	CV
5 ^{ème}	306,0	19698,24	0,67	3225,6	0,013	CV	0,46	2584,71	0,011	CV
4 ^{ème}	306,0	26105,77	0,59	3791,73	0,013	CV	0,42	2760,47	0,013	CV
3 ^{ème}	306,0	32513,31	0,56	4231,55	0,014	CV	0,35	3598,74	0,01	CV
2 ^{ème}	306,0	39081,49	0,38	4554,39	0,014	CV	0,32	4568,37	0,009	CV
1 ^{ème}	306,0	45649,68	0,21	4771,04	0,007	CV	0,18	5091,18	0,005	CV

Chapitre VII Modélisation avec un spectre correspond à un enregistrement réel



Figures VII.13. l'effet P-Delta sens 'yy' selon le spectre de RPA et Keddara1.

On remarque que θ_K (dans le sens x-x et y-y) sont inférieure à 0,1. Donc l'effet de 2^{ème} ordre (P-Delta) peut être négligé

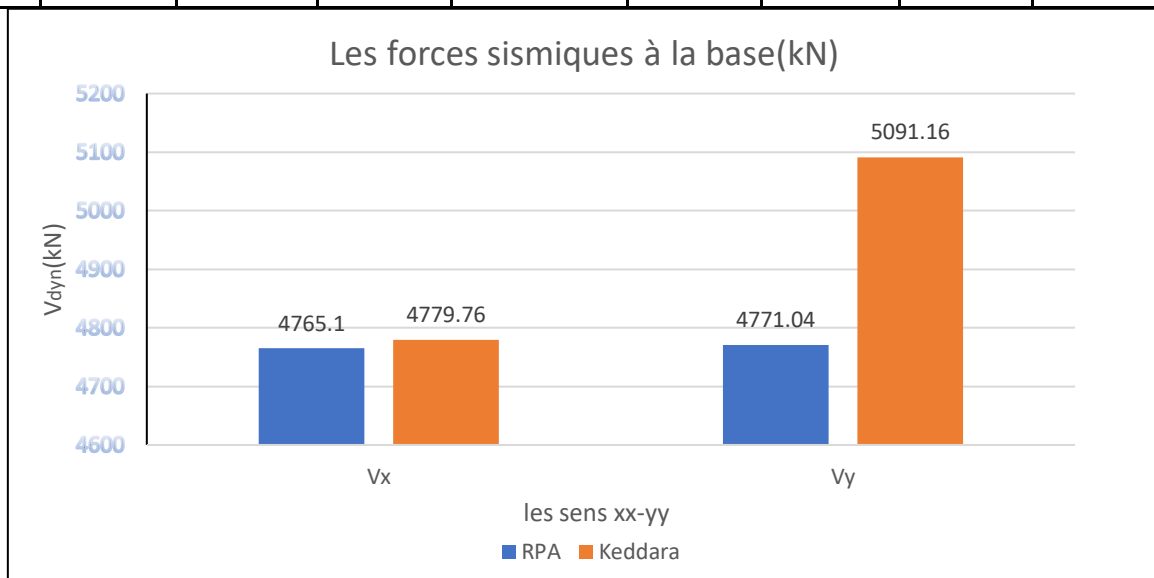
On remarque aussi que les effets P-Delta obtenues par le spectre du RPA sont plus grands que celles de spectre du Keddara1.

VII.4.3. Les forces sismiques à la base

Dans cette partie nous allons vérifier la condition de l'art 4.3.6 de RPA 99 version 2003 avec une comparaison des résultats obtenues par le spectre du RPA et le spectre du Keddara1.

Tableau VII.5. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base Selon le spectre de RPA et Keddara1.

Le sens	le spectre de RPA				le spectre de Keddara1			
	Vdyn (kN)	Vstat (kN)	Vdyn / Vstat	Observation	Vdyn (kN)	Vstat (kN)	Vdyn / Vstat	Observation
Vx	4765,1	5729,69	4583,75	CV	4779,76	5729,69	4583,75	CV
Vy	4754,38	5729,69	4583,75	CV	5091,16	5729,69	4583,75	CV



Figures VII.14. Les forces sismiques à la base

Chapitre VII Modélisation avec un spectre correspond à un enregistrement réel

D'après le tableau (VII-5) et la figure (VII.12) ci-dessus, on remarque que :

Les résultantes des forces sismiques à la base V_t obtenue par le spectre de Keddara1 est inférieure à 80% de celle obtenue par la méthode statique équivalente à cause de la période fondamentale correspond à des accélérations spectrales élevés par rapport du RPA. Donc la condition de l'art 4.3.6 du RPA est vérifiée.

La structure analysée par spectre de RPA présente des efforts sismiques faibles par rapport à celle analysée par spectre calculé selon les deux directions.

Où on trouve :

➤ Selon x-x : la valeur maximale de l'effort tranchant avec l'application du spectre réel est égale à 100.3 % par rapport la valeur maximale obtenue avec un spectre Keddara1.

➤ Selon y-y : la valeur maximale de l'effort tranchant avec l'application du spectre réel est égale à 106.7 % par rapport la valeur maximale obtenue avec un spectre Keddara1.

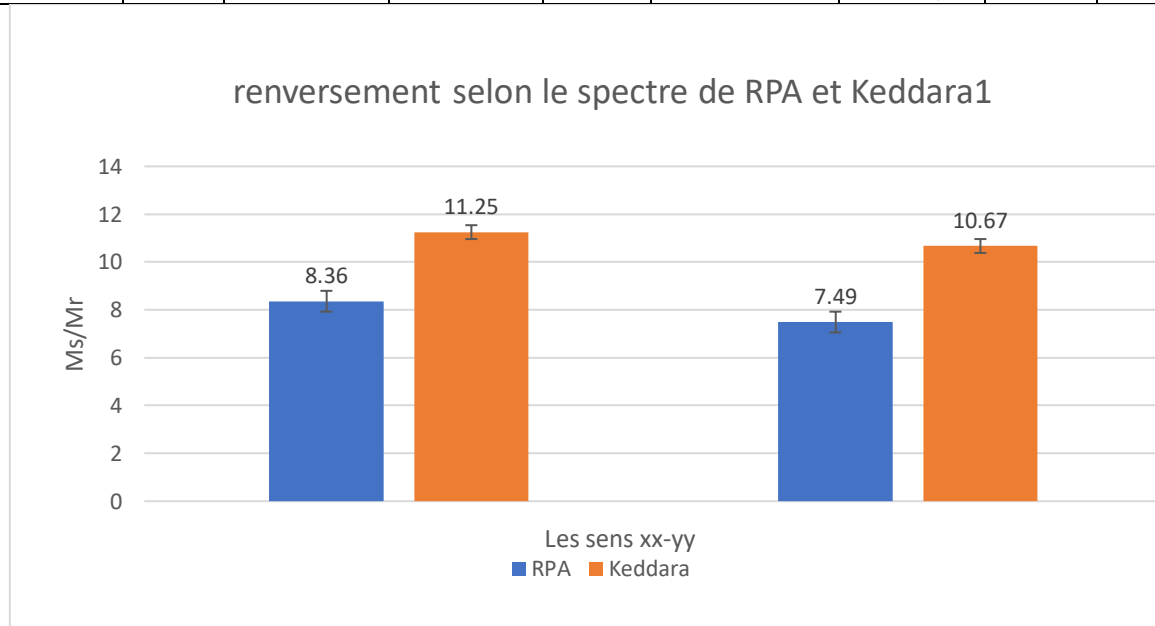
VII.4.4. Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Dans cette partie on doit vérifier la stabilité au renversement obtenu par le spectre de Keddara1 et le comparer avec celle du RPA.

Tableau VII.6. Vérifications au renversement selon le spectre de RPA et Keddara1.

Sens	W (kN)	b (m)	Ms (kN.m)	le spectre de RPA			le spectre de Keddara1		
				Mr (kN.m)	Ms/Mr	Vérification	Mr (kN.m)	Ms/Mr	Vérification
XX	45649,68	13,36	608410.23	72788.73	8.36	CV	54098,25	11.25	CV
YY	45649,68	12,54	572446.99	72083	7.49	CV	53639,6	10.67	CV



Figures VII.15. renversement selon le spectre de RPA et Keddara1.

Suivant les figures (VII.10.11) et D'après le tableau (VII-6) ci-dessus, on remarque que :

Le moment de renversement obtenue par le spectre de Keddara1 est vérifié la condition de l'art 4.3.6 du RPA.

La structure analysée par spectre de RPA présente des moments de renversement plus élevés par rapport à celle analysée par spectre calculé selon les deux directions

Chapitre VII Modélisation avec un spectre correspond à un enregistrement réel

VII.5. Conclusion

L'étude de la structure à partir du spectre de réponse correspondant à l'enregistrement réel montre l'importance de la période fondamentale de la structure, qui se traduit par la détermination des valeurs d'accélération spectrale utilisées pour le calcul des efforts sismiques de base. Cette valeur est très faible pour les structures allongées par rapport aux valeurs spectrales prescrites qui sont différentes pour les structures inférieures.

Dans le cas de forces sismiques élevés à la base, la vérification des déplacements inter-étages et des effets de second ordre est très raisonnable, et s'applique également aux renversements.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERAL

Au cours de cette étude nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général sur la majorité de parties étudiées et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine du génie civil d'une part, et d'autre part d'acquérir des connaissances sur l'utilisation des logiciels. Cette thèse nous a permis de calculer et de dimensionner un bâtiment de R+6 en béton armé contreventé par voiles-portiques.

Ce projet qui constitue pour nous une première expérience, nous a été très bénéfique surtout que l'utilisation du logiciel ETABS nous a permis de se familiariser avec l'outil informatique et donc nous a permis d'économiser beaucoup de temps pour calculer les efforts internes et les déformations dans la structure.

Les résultats nous ont permis de dimensionner des fondations convenables et de déterminer le ferrailage des poutres, poteaux, voiles et des éléments secondaires de la structure.

Nous avons comparé les paramètres trouvés du logiciel ETABS en effectuant des calculs à l'aide du spectre de réponse préconisé par le RPA 99/2003 et le spectre de réponse dérivé de l'enregistrement accélérométrique de KEDDARA1 du séisme de Boumerdès 2003.

Nous avons constaté que tous les paramètres que nous avons comparés comme les déplacements et la stabilité au renversement par exemple sont vérifiés.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail, accompagné de quelques illustrations et définitions qui existent dans les règlements que nous avons utilisés seront bénéfiques pour les prochaines promotions

Références et Bibliographique

Références et Bibliographie

Règlements :

- ❖ [1] **DTU P.18.702**, (2000), Règles **BAEL91** révisées99.
- ❖ [2] **DTR B.C.2.48**, (2004), Règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003, Ministre de l'habitat, Alger.
- ❖ [3] **DTR B.C.2.41**, (1994), Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93, Ministre de l'habitat, Alger.
- ❖ [4] **DTR B.C.2.2**, (1988), document technique réglementaire (charge et surcharge), Ministre de l'habitat, Alger.
- ❖ [5] **DTR B.C.2.331**, (1991), Règles de calcul des fondations superficielles, Ministre de l'équipement et du logement, Alger.

Les livres :

- ❖ **Cherait, Y.** (2006), Calcul des ouvrages en béton armé, OPU, Alger.
- ❖ **Chopra A.K.**, (2001), Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering, Prentice-Hall.
- ❖ **Thonier H.**, (1994), Conception et calcul des structures de bâtiment (tom1 et tome2), (2001).
- ❖ **Paultre P.**, (2005), Dynamique des structures application aux ouvrages de génie civil, Hermes, Paris.

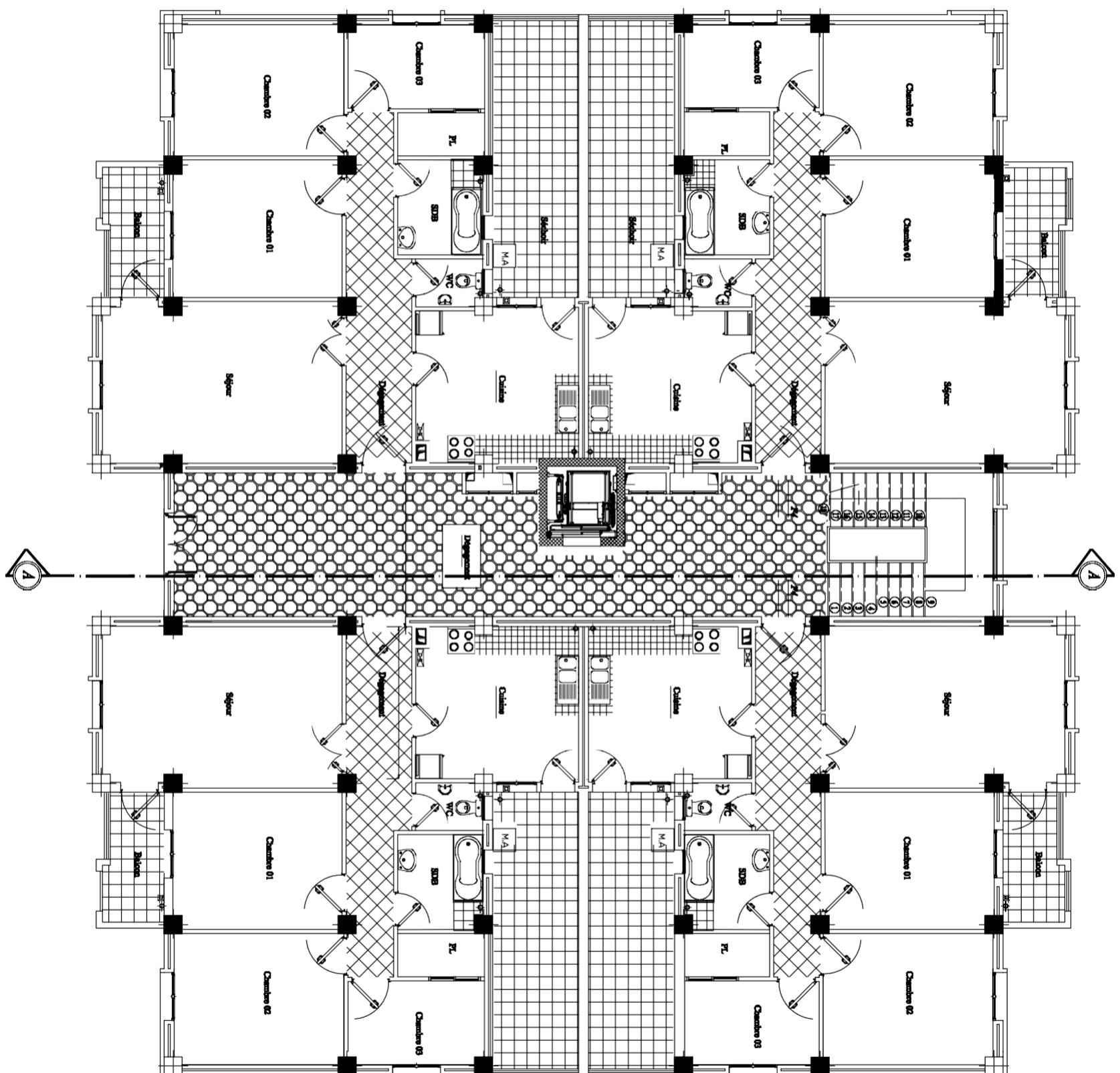
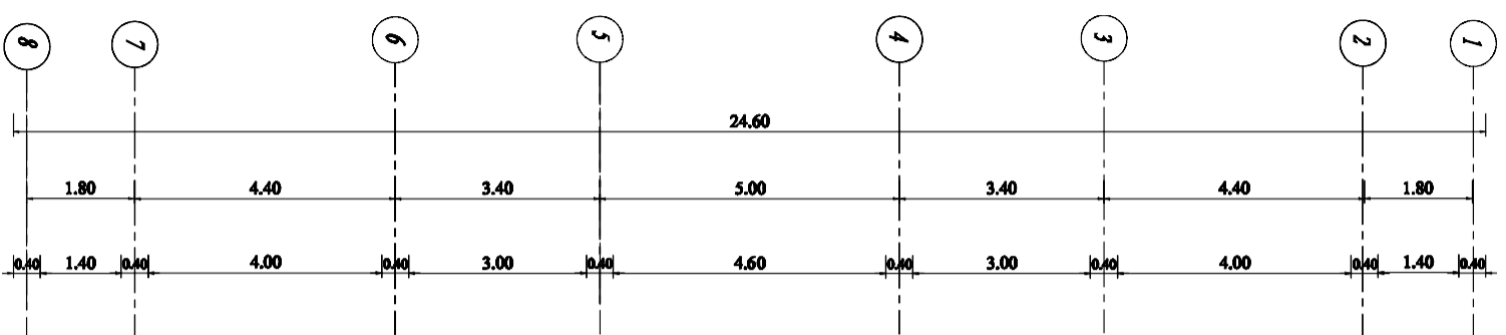
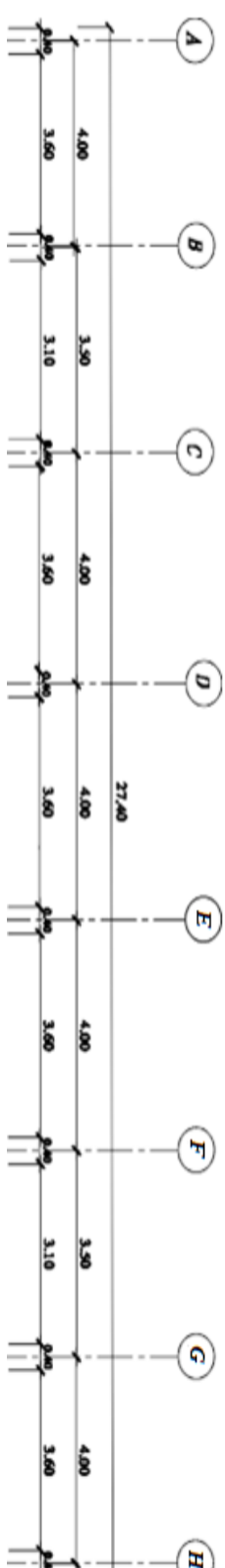
Les mémoires :

- **Benamar. Z.**, Etude d'un bâtiment (R+8) en béton armé à usage d'habitation, Mr ATHMANI ALLAEDDINE, Université Badji Mokhtar – ANNABA, 2020/2021,
- **AIT AMMAR. T, MALDJI. N.**, Etude d'un bâtiment « R + 5 + Entre sol », contreventé par voiles porteurs en béton armé, en utilisant un spectre de réponse du RPA et un spectre de réponse du KEDDARA, Mr T. Messafer, 2016-2017, Université M'hamed bougara Bumerdes.
- **AKILI. M. A, BELDI. A.**, Calcul manuel et automatique d'une structure en béton armé (R+6) plus sous-sol à usage multiple, Dr BOUDINA Abdallah, 2019-2020, Université Djilali Bounaama Khemis Miliana.

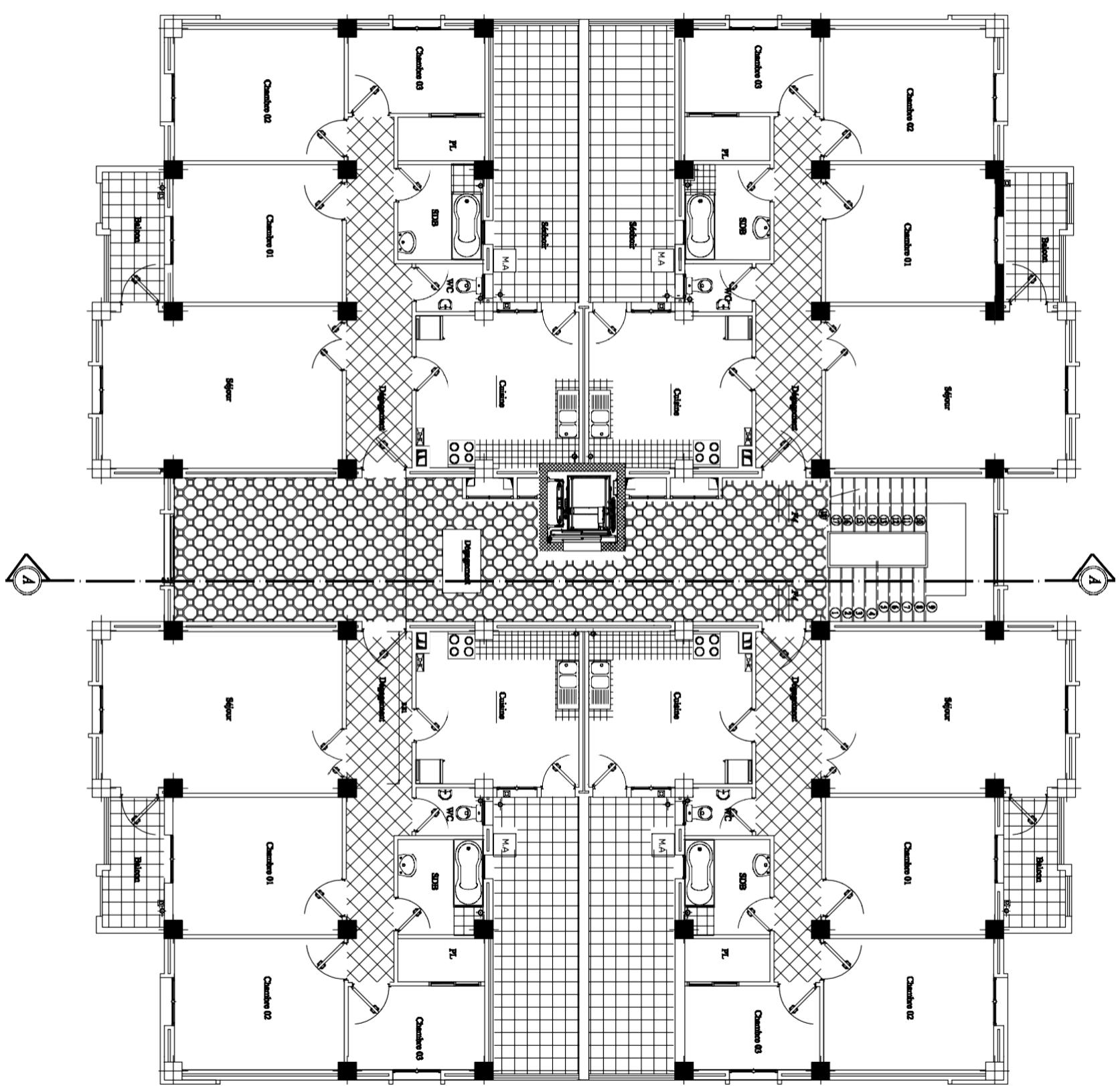
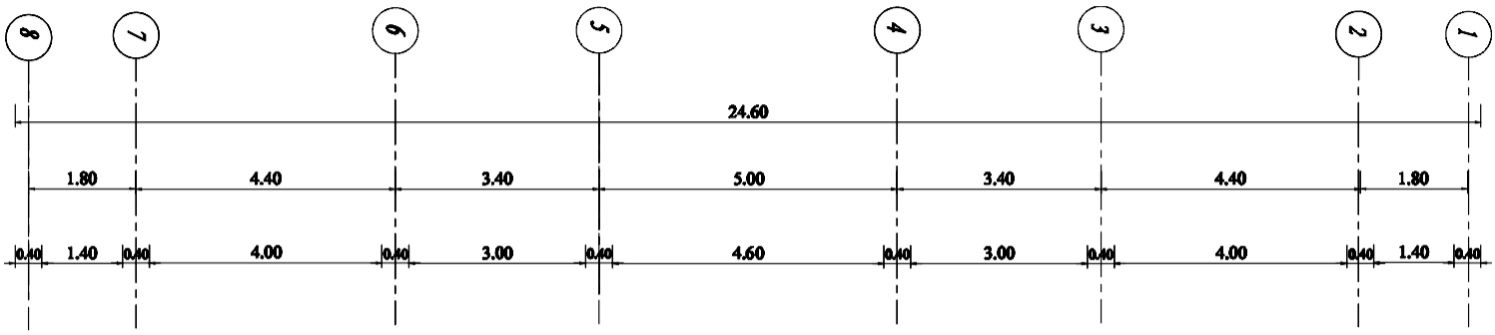
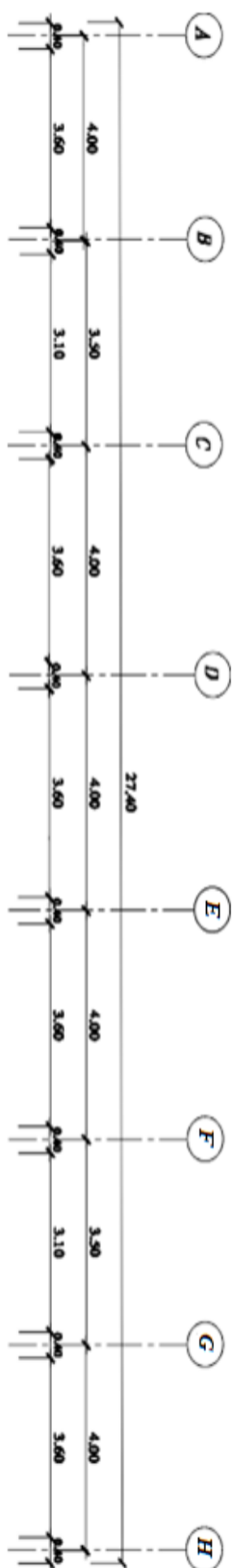
Logiciels :

- ❖ OFFICE 2019 Traitement de texte.
- ❖ ETABS V 9.7, SAFE v8 Analyse des structures.
- ❖ AUTOCAD 2009 Dessin.
- ❖ SOCOTEC Calcul des sections d'acier.
- ❖ Matlab R2010a Spectre de réponse.

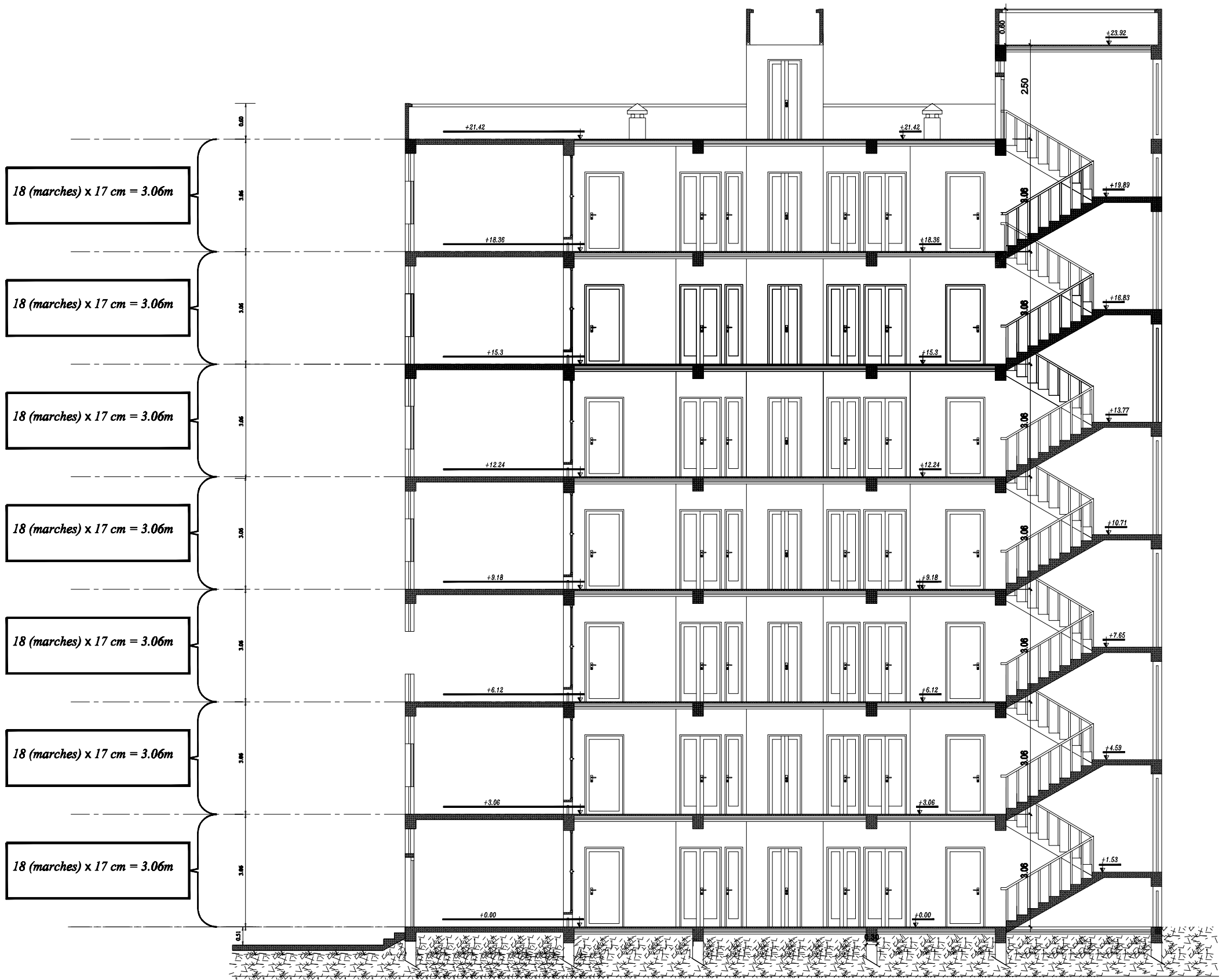
Les plans



RDC



Etage courant



Coupe en élévation

A-A