

**République Algérienne Démocratique et Populaire Ministère de
L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Djilali Bounaama de Khemis Miliana
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Technologie**



Mémoire de fin d'études

En vue d l'obtention du diplôme de master en Génie civil

Spécialité : Structures

Thème

***Etude comparative de la stabilité des structures en
béton armé avec différents types des systèmes de
contreventement***

Réalisé par

M^{lle}. Amel HASSAINI

M^{lle}. Ferial SISSI

Encadré par

Dr. Touhami TAHENNI

Membres de Jury :

Dr. Leyla BOURICHA Président

Dr. Fatima MELLAL Examinatrice

Année universitaire 2022/ 2023

Remerciement

Nous rends grâce ALLAh de nous avoir donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous présentons notre sincère remerciement à notre

*promoteur Dr :**Touhami TAHENNI***

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 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

Je dédie ce mémoire

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

Merci mes parents.

- ◆ A mes chères frères et sœurs
- ◆ A tous mes camarades d'étude de la promotion de Génie Civil de **l'année 2023**
- ◆ A Ma binôme **SISSI FERIAL**.
- ◆ En fin, je remercie L'ingénieur **MUSTAPHA** qui a contribué à la réalisation de ce modeste

travail.

AMEL

Dédicace

Je dédie ce mémoire

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

Merci mes parents.

- ◆ A mes chères frères et sœurs
- ◆ A tous mes camarades d'étude de la promotion de Génie Civil de **l'année 2023**
- ◆ En fin, je remercie a Ma binôme **AMEL**.

FERJAL

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة بناية من خرسانة مسلحة مدعمة بواسطة نظام متكون من حجابت حاملة و مكونة من طابق أرضي زائد ستة طوابق ذات استعمال سكني الواقعة بولاية عين الدفلى ببلدية عين الدفلى والمصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي عالي (منطقة IIb) ونفس البناية المدعمة بنظام مختلط متكون من حجابت زائد أعمدة وروافد من خرسانة مسلحة. قمنا بدراسة مقارنة التحليل الديناميكي تحت تأثير القوى الزلزالية بواسطة برنامج ETABS و كذلك إستقرار كل بناية. في الواقع لضمان سلوك ديناميكي أحسن للبنائة، الأمكنة الجيدة للحجابت أكثر أهمية من عددها داخل البناية. لضمان لدانة أحسن للهياكل، خاصية و جودة هيكلية جد مهمة في المناطق ذات نشاط زلزالي عالي.

Résumé

L'objectif de ce travail est l'étude d'un bâtiment en béton armé contreventé par un système constitué des voiles porteurs, et composé de rez-de-chaussée plus six étages à usage d'habitation, situé à la wilaya d'Ain Defla, commune d'Ain Defla la commune de Blida qui est classée comme zone de forte sismicité (zone IIb), et la même construction contreventée par un système mixte assuré par des voiles et des portiques, et faire une comparaison entre l'analyse dynamique à l'aide du logiciel ETABS ainsi que la stabilité des deux structures. En effet, pour assurer un bon comportement dynamique de notre bâtiment, la bonne disposition des voiles de contreventement est plus importante que le nombre de ces voiles, afin de garantir une ductilité appropriée de la structure, qualité structurale indispensable dans les zones de forte sismicité.

Abstract

The objective of this work is the study of reinforced concrete building braced by load-bearing sails and composed of ground floor plus six floors for residential use, located in the province Ain Defla ,municipality of Ain Defla, which is classified as a zone of high seismicity (zone IIb), and the same construction braced by a mixed system ensured by sails, column and beams and make a comparison between the dynamic analysis using the ETABS software as well as the stability of the two structures. Indeed, to ensure a good dynamic behaviour of our building, the good disposition of the bracing sails is more important than the number of these sails, to ensure proper ductility of the structure, essential structural quality in areas of high seismicity.

SOMMAIRE

SOMMAIRE

Chapitre 1 : Systèmes de contreventement

1.		
1.1.	Introduction	03
1.2.	Choix du contreventement	03
1.3.	Contreventement général des bâtiments	04
1.3.1.	Contreventement assuré par portiques	04
1.3.2.	Contreventement assuré par pans rigides	05
1.3.2.1.	Contreventement par triangulations	05
1.3.2.2.	Contreventement par voiles en béton armé	05
1.3.2.3.	Contreventement par remplissage en maçonnerie	07
1.3.3.	Noyau de stabilité des immeubles-tours	08
1.3.4.	Contreventement mixte	09
1.4.	Emplacement des murs de contreventement	10

Chapitre 2 : *Présentation du projet et caractéristiques mécaniques des matériaux*

2.		
2.1.	Introduction	11
2.2.	Présentation de l'ouvrage	11
2.2.1.	Classification de l'ouvrage	11
2.2.1.1.	Classification selon leur importance	11
2.2.1.2.	Classification selon la zone sismique	12
2.2.2.	Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	12
2.2.2.1.	<i>Dimension en plan</i>	12
2.2.2.2.	<i>Dimension en élévation</i>	12
2.2.3.	Ossature de l'ouvrage	13
2.2.4.	Planchers	
2.2.4.1.	Planchers à corps creux (en partie courante)	13
2.2.4.2.	Planchers dalle pleine	13
2.2.5.	Terrasse	13
2.2.6.	Maçonnerie	13
2.2.6.1.	Murs extérieurs	13
2.2.6.2.	Murs intérieurs	13

2.2.7. Revêtement	14
2.2.8. Escalier	14
2.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux	14
2.3.1. Béton	14
2.3.1.1. Résistance à la compression	14
2.3.1.2. Résistance à la traction	15
2.3.1.3. Diagramme contrainte-déformation de calcul	16
2.3.1.4. Module de déformation longitudinale (module d'élasticité E_b)	17
2.3.1.5. Coefficient de Poisson	17
2.3.2. Acier	18
2.3.2.1. Contraintes limite de calcul	18
2.3.2.2. Module d'Elasticité	19
2.3.2.3. Coefficient d'équivalence	19
2.4. Hypothèses de calcul	20

Chapitre 3 : Prédimensionnement des éléments structuraux

3. Introduction	21
3.1. Prédimensionnement des planchers	21
3.1.1. Condition de résistance au feu	21
3.1.2. Isolation phonique	21
3.1.3. Résistance à la flexion	22
3.1.3.1. <i>Plancher à corps creux</i>	22
3.1.4. <i>Dalle pleine</i>	22
3.1.5. Condition de déformation (flèche)	22
3.1.6. Conclusion	22
3.2. Evaluation des charges et surcharges	22
3.2.1. Planchers en corps creux	23
3.2.2. Plancher en dalle pleine	23

3.2.3. Maçonnerie	25
3.3. Prédimensionnement des poutres	25
3.3.1. Poutres principale (porteuse)	26
3.3.1.1. Vérification selon le BAEL91 modifié 99	26
3.3.1.2. Vérification selon le RPA 99 /Version 2003	26
3.3.2. Poutres secondaire (non porteuse)	26
3.3.2.1. Vérification selon le BAEL91 modifié 99	26
3.3.2.2. Vérification selon le RPA 99 /version 2003	26
3.3.3. Poutres palières	26
3.3.3.1. Vérification selon le BAEL91 modifié 99	26
3.3.3.2. Vérification selon le RPA 99 /Version 2003	26
3.3.4. Conclusion	27
3.4. Prédimensionnement des poteaux	27
3.4.1. Principe de pré-dimensionnement	27
3.4.2. Etapes de pré-dimensionnement	27
3.4.3. Loi de dégression des charges d'exploitation	27
3.4.4. Dimensionnement des poteaux	28
3.4.5. Surfaces revenants aux poteaux	30
3.4.5.1. Poteau de rive (F-3)	31
3.4.5.2. Poteau central de Niveau (D-3)	31
3.4.5.2.1. Niveau (RDC + étage1)	31
3.4.5.2.2. Niveau (étage 2 à6)	32
3.4.5.3. Conclusion	33
3.4.6. Calcul des charges	33
3.4.6.1. Charges permanente	33
3.4.6.2. Charges d'exploitation	35
3.5. Prédimensionnement des voiles	35

Chapitre 4 : Etude sismique

4.		
4.1.	Introduction	37
4.2.	Caractéristique dynamique	37
4.3.	Analyse sismique	38
4.3.1.	Modélisation de rigidité	39
4.3.2.	Modélisation de masse	39
4.3.3.	Choix de la méthode de calcul	40
4.3.3.1.	La méthode statique équivalente	40
4.3.3.2.	La méthode modale spectrale	40
4.3.4.	Utilisation des spectres de réponse	41
4.3.5.	Vérifications exigées par le RPA 99/version 2003	46
4.4.	Disposition des voiles et interprétation des résultats	47
4.4.1.	Premier modèle de disposition des voiles	48
4.4.1.1.	Vérification des périodes fondamentales	49
4.4.2.	Modèle final de disposition des voiles	52
4.4.2.1.	Vérification de participation massique	53
4.4.2.2.	Vérification de la résultante des forces sismiques	54
4.4.2.3.	Vérification des déplacements	56
4.4.2.4.	Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	57
4.5.	Justification du choix du coefficient du comportement dynamique	58

Chapitre 5 : Ferrailage des éléments structuraux

5.		
5.1.	Introduction	61
5.2.	Ferrailage des poteaux	62
5.2.1.	Introduction	63
5.2.2.	Recommandation selon RPA 99 (version 2003)	63
5.2.3.	Principe de calcul	63
5.2.4.	Calculs du ferrailage	63
5.2.4.1.	Situation accidentelle	64
5.2.4.2.	Situation durable	64
5.2.5.	Choix des armatures	64
5.2.6.	Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	65
5.2.7.	Vérification de l'effort normal	66
5.2.8.	Vérification de l'effort tranchant	66

5.2.9. Ferrailage transversal des poteaux	68
5.2.10. Longueur de recouvrement	70
5.3. Ferrailage des poutres	72
5.3.1. Introduction	73
5.3.2. Combinaisons d'actions	73
5.3.3. Recommandations selon RPA99 (version 2003)	73
5.3.4. Calcul de ferrailage	73
5.3.5. Présentation des resultants	74
5.3.5.1. Poutre porteuses	74
5.3.5.2. Poutre non porteuses	76
5.3.6. Condition de non fragilité	79
5.3.7. Vérification à l'ELS	79
5.3.8. Vérification de l'effort tranchant	80
5.3.9. Calcul de ferrailage transversal des poutres	81
5.3.10. Recouvrement des armatures longitudinales	83
5.3.11. Arrêt des barres	84
5.3.12. Vérification de la fleche	85
5.4. Ferrailage des voiles	87
5.4.1. Introduction	87
5.4.2. Notions sur le ferrailage des voiles	88
5.4.2.1. Niveaux de vérification	89
5.4.2.2. Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA99 modifié en 2003)	89
5.4.2.3. Méthode de calcul de ferrailage des voiles	91

Chapitre 6 : *Etude de fondation*

6.	
6.1. Introduction	95
6.2. Classification des fondations	95
6.3. Calcul des fondations	96
6.4. Choix de fondations	96
6.5. Etude de fondation	97
6.5.1. Semelle isolée	97
6.5.2. Semelle filante	99

6.5.3. Calcul de la hauteur totale de la semelle	100
6.5.4. Vérification au poinçonnement	101
6.5.5. Vérification de la contrainte dans le sol	101
6.5.6. Calcul de Ferrailage	101
6.6. Etude de la poutre de rigidité	102
6.6.1. Dimensionnement	102
6.6.2. Calcul des charges agissantes sur la poutre de rigidité	102
6.7. Etude du voile Périphérique	103
6.7.1. Ferrailage du voile	107

Liste des Tableaux

Chapitre 2 : Présentation du projet

Tab. 2.1. Résistances caractéristiques du béton selon BAEL 99.	15
Tab. 2.2. Propriétés mécaniques de l'acier	18

Chapitre 3 : Pré Dimensionnement

Tab.3.1. Charge permanente et surcharge du plancher terrasse en corps creux	22
Tab.3.2. Charge permanentes et surcharge des planchers courants en corps creux	23
Tab.3.3. Charges permanente et surcharge du plancher terrasse en dalle pleine	23
Tab.3.4. Charge permanente et surcharge des planchers courants en dalle pleine.	24
Tab. 3.5. Charge permanente et surcharge du plancher « sous-sol » en dalle pleine	24
Tab 3.6. Charges permanentes des murs extérieurs	25
Tab.3.7. Dégression des charges d'exploitation	28
Tab.3.8. Résultat de la loi de dégression	28
Tab.3.9. Résultats de la dégression des charges	35
Tab.3.10. Section des poteaux centraux	35

Chapitre 4 : Etude sismique

Tab.4.1. Facteur de qualité Q de la structure	45
Tab.4.2. Paramètres sismiques	46
Tab.4.3 : Vérification des périodes fondamentales.	48
Tab.4.4. Vérification des périodes	52
Tab.4.5. Pourcentage de participation massique de la Structure I	53
Tab.4.6. Pourcentage de participation massique de la Structure II.	53
Tab.4.7. Calcul de la force sismique.	53
Tab.4.8. Vérification de la résultante des forces sismique de calcul	54

Tab.4.9. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X de la Structure I.	54
Tab.4.10. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X de la Structure II.	54
Tab.4.11. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y de la Structure I.	55
Tab.4.12. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y de la Structure II.	55
Tab.4.13. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens X de la Structure I	57
Tab.4.14. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens X de la Structure II.	57
Tab.4.15. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y de la Structure I.	58
Tab.4.16. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y de la Structure II	58
Tab.4.17. Charge verticale supportée par les portiques et les voiles de la Structure I.	59
Tab.4.18. Charge verticale supportée par les portiques et les voiles de la Structure II.	59
Tab.4.19. Effort horizontal supporté par les voiles dans le sens X de la Structure I.	59
Tab.4.20. Effort horizontal supporté par les voiles dans le sens Y de la Structure I	60
Tab.4.21. Effort horizontal supporté par les voiles dans le sens X de la Structure II.	60
Tab.4.22. Effort horizontal supporté par les voiles dans le sens Y de la Structure II.	60

Chapitre 5 : *Ferrailage des éléments structuraux*

Tab.5.1. Sollicitations et section d'armatures des poteaux (N_{\max} , M_{corr}) pour R=3.	62
Tab.5.2. Sollicitations et section d'armatures des poteaux (N_{\max} , M_{corr}) pour R=5	63
Tab.5.3. Sollicitations et section d'armatures des poteaux (M_{\max} , N_{corr}) pour R=3.5	63
Tab.5.5. Section d'armatures des poteaux (N_{\max} , M_{corr}) pour R=3.5	63
Tab.5.6. Section d'armatures des poteaux (N_{\max} , M_{corr}) pour R=5	63
Tab.5.7. Section d'armatures des poteaux (M_{\max} , N_{corr}) pour R=3.5	63
Tab.5.8 Section d'armatures des poteaux (M_{\max} , N_{corr}) pour R=5	63
Tab.5.9. Section d'armatures des poteaux (N_{\max} , M_{corr}) pour R=3.5	64
Tab.5.10. Section d'armatures des poteaux (N_{\max} , M_{corr}) pour R=5	64
Tab.5.11. Section d'armatures des poteaux (M_{\max} , N_{corr}) pour R=3.5	64

Tab.5.12. Section d'armatures des poteaux (M_{max},N_{corr}) pour R=5	64
Tab.5.13. Ferraillage des poteaux de la Structure I (R=3.5).	65
Tab.5.14. Ferraillage des poteaux de la Structure II (R=5).	66
Tab. 5.15. Vérifications des contraintes cas (N_{max},M_{corr}) pour R=3.5	65
Tab. 5.16. Vérifications des contraintes cas (N_{max},M_{corr}) pour R=5	65
Tab. 5.17. Vérifications des contraintes cas (M_{max},N_{corr}) pour R=3.5	65
Tab. 5.18. Vérifications des contraintes cas (M_{max},N_{corr}) pour R=5	65
Tab. 5.19. Vérification des sollicitations normales pour R= 3.5	66
Tab. 5.20. Vérification de sollicitation normale pour R=5	66
Tab. 5.21. Vérification de la contrainte de cisaillement des poteaux de la Structure I.	67
Tab. 5.22. Vérification de la contrainte de cisaillement des poteaux de la Structure II.	68
Tab. 5.23. Espacement maximales selon RPA99/version 2003 pour R=3.5	69
Tab. 5.24. Espacement maximales selon RPA99/version 2003 pour R=5	69
Tab. 5.25. Choix des armatures transversales pour les poteaux de la Structure I	69
Tab. 5.26. Choix des armatures transversales pour les poteaux de la Structure II.	70
Tab. 5.27. Ferraillage des poutres porteuses de la Structure I en situation durable.	74
Tab. 5.28. Ferraillage des poutres porteuses de la Structure II en situation durables	75
Tab. 5.29. Ferraillage des poutres porteuses de la Section I en situation accidentelle.	75
Tab. 5.30. Ferraillage des poutres porteuses de la Section II en situation accidentelle.	76
Tab. 5.31. Ferraillage des poutres non porteuses de la Structure I en situation durable.	76
Tab. 5.32. Ferraillage des poutres non porteuses de la Structure II en situation durable.	77
Tab. 5.33. Ferraillage des poutres non porteuses de la Structure I en situation accidentelle.	77
Tab. 5.34. Ferraillage des poutres non porteuses de la Structures II en situation accidentelle	78
Tab. 5.35. Vérification de la condition de non fragilité	79
Tab. 5.36. Vérification des contraintes des poutres porteuses.	79
Tab.5.37. Vérification de la contraint de cisaillement	81
Tab. 5.38. Choix des armatures transversales des poutres porteuses de la Structure I.	81
Tab.5.39. Choix des armatures transversales des poutres porteuses de la Structure II.	82
Tab.5.40. Choix des armatures transversales des poutres non porteuses de la Structure I.	82
Tab.5.41. Choix des armatures transversales des poutres non porteuses de la Structure II.	82

Tab. 5.42. Moment d'inertie fictif des poutres de la Structure I.	84
Tab. 5.43. Moment d'inertie fictif des poutres de la Structure II.	85
Tab. 5.44. Vérification de la flèche des poutres de la Structure I.	85
Tab. 5.45. Vérification de la flèche des poutres de la Structure II.	85
Tab. 5.46. Ferrailage des poutres porteuses de la Structure I (R=3.5)	86
Tab. 5.47. Ferrailage des poutres porteuses de la Structure II (R=5).	86
Tab. 5.48. Ferrailage des poutres non porteuses de la Structure I (R = 3.5).	87
Tab. 5.49. Ferrailage des poutres non porteuses de la Structure II (R=5).	87
Tab. 5.50. Caractéristiques et ferrailage des voiles.	94

Chapitre 6 : Etude des portiques

Tab.6. Sections des semelles isolées	98
Tab.6.2. Dimensions des semelles filantes	100
Tab.6.3. Calcul des sollicitations maximales.	103
Tab.6.4. Ferrailage de la poutre de rigidité.	103
Tab.6.5. Estimation des sollicitations maximales dans le voile périphérique	105
Tab.6.6. Calcul du ferrailage et la vérification vis à vis de l'effort tranchant du voile	106
Tab.6.7. Vérification des contraintes	106
Tab.6.8. Tableau recapitulative de toutes les armatures.	107

Liste des figures

Chapitre 1 : Systèmes de contreventement

Fig.1.1. Ossature en portiques en béton armé.	04
Fig.1.2. Contreventement triangulé.	05
Fig.1.3. Contreventement par voiles en béton armé.	06
Fig.1.4 Contreventement longitudinal d'un bâtiment par des voiles.	07
Fig.1.5. Contreventement par maçonnerie.	08
Fig.1.6. Contreventement par noyau central.	09
Fig.1.7. Contreventement mixte d'un bâtiment.	09

Chapitre 2 : Présentation du projet

Fig.2.1. Vue Façade avant et arrière de la structure	17
Fig.2.2. Diagramme de calcul "parabole-rectangle"	18

Chapitre 3 : Pré dimensionnement

Figure 3.1. Plan de coffrage	31
Figure 3.2. Surface revenant au poteau de rive (poteau F3)	31
Figure 3.3. Surface revenant au poteau central de niveau rdc +étage 1 (poteau B2)	32
Figure 3.4. Surface revenant au poteau central de niveau 1 (poteau B2)	32
Figure 3.5. Plan de coffrage de poteau central (poteau B2)	33
Figure 3.6. Coupe de voile en élévation	36

Chapitre 4 : Etude sismique

	42
Fig.4.1. Spectre de réponse	
Fig.4.2. Premier modèle de disposition des voiles de contreventement	47

de la Structure I et II.

Fig.4.3. Comportement des trois premiers modes du premier modèle (structure I et II).	47
Fig.4.4. Disposition finale des voiles de contreventement	48
Fig.4.5. Comportement des trois premiers modes du modèle final.	49
Fig.4.6. Evaluation des effets du second ordre.	56

Chapitre 5 : Ferrailage des éléments structuraux

Fig.5.1. Ferrailage des poteaux (R=3.5)	70
Fig.5.2. Ferrailage des poteaux (R=5)	71
Fig.5.3. Disposition des armatures des poteaux.	73
Fig.5.4. Axes et files des poutres.	74
Fig.5.5. Arrêt des barres	83
Fig.5.6. Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage	89
Fig.5.7. Disposition des armatures verticales dans les voiles	90
Fig.5.8. Dispositif des voiles de contreventement dans la structure	93
Fig.5.9. Schéma de ferrailage du voile de la Structure I (R=3.5)	93
Fig.5.10. Schéma de ferrailage du voile de la Structure II (R=5).	94

Chapitre 6 : Etude de fondation

Fig.6.1. Fondations superficielles	96
Fig.6.2. Disposition des poteaux dans la structure	97
Fig.6.3. Semelle filante	99
Fig.6.4. Schéma de ferrailage de la semelle filante.	103
Fig.6.5. Ferrailage de la poutre de rigidité	104
Fig.6.6. Diagramme des contraintes	104
Fig.6.7. Schéma de ferrailage du voile périphérique.	107

Symboles Et Notations

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

At : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

a : Epaisseur.

α : Coefficient de la fibre neutre.

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Diamètre, dalle

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_a, E_c : Sont les modules de déformation.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

$\Delta f_{t adm}$: la flèche admissible.

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

h_t : hauteur totale du plancher.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m^4).

I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j.

I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g.

I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q.

I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v.

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

L : Longueur ou portée.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

l' : longueur fictive.

L_g et L_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service. **M_t** : Moment en travée.

M_0 : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

M_j : Moment correspondant à j.

M_g : Moment correspondant à g.

M_q : Moment correspondant à q

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

P_g et P_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

R : coefficient de comportement global.
S : Section, surface
St : Espacement des armatures.
T : Effort tranchant.
T₂: période caractéristique, associé à la catégorie du site.
V : Effort tranchant.
W: poids propre de la structure.
W_{qi} : Charges d'exploitation.
W : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.
X, Y et Z : Coordonnées en général.
Y : Ordonnée de la fibre neutre.
Z : Coordonnée, bras de levier
Z : profondeur au-dessous de la fondation (m).
b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure
d : Hauteur utile.
e : Excentricité, épaisseur.
f : Flèche.
f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R
f_e : Limite d'élasticité
f_{cj}: Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).
f_{tj}: Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa)
ht : hauteur total du radier (m).
h : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
σ_b : Contrainte de compression du béton.
σ_s : Contrainte de compression dans l'acier
ν : Coefficient de poisson
σ : Contrainte normale.
σ_j : Contrainte correspondant à j.
σ_g : Contrainte correspondant à g.
σ_q : Contrainte correspondant à q.
γ_w: Poids volumique de l'eau (t/m³).
γ_b : coefficient de sécurité.
γ_s : coefficient de sécurité.

φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

q : chargement KN/ml..

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

INTRODUCTION

Introduction générale

Parmi les catastrophes naturelles qui affecte la surface de la terre, les secousses sismiques qui ont le plus d'effet destructeur dans les zones urbanisées.

La conception d'une structure parasismique est un problème complexe vu la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements, et d'économie imposées par les coûts croissants des constructions. La résistance d'une structure aux actions sismiques est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué de portiques, de voiles ou des deux en même temps.

En effet, 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. Le calcul d'une structure en béton armé vise trois objectifs :

- La structure doit être en sécurité. Toute personne exige à ce que la structure qu'elle occupe soit en sécurité et ne menace pas d'effondrement (sécurité adéquate).
- La structure doit pouvoir répondre aux besoins pour lesquelles elle a été conçue et ceci pour toute sa durée de vie (durabilité adéquate).
- troisièmement : la structure doit être économique, que ce soit du point de vue coût de construction ou de maintenance dans le temps (économie adéquate).

Pour satisfaire les exigences énoncent ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs approprient, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considère, au stade de la conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui propres a chaque pays.

L'objectif du présent travail, est de faire une analyse comparative entre les trois types de systèmes de contreventement, à savoir ; système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles et système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.

La structure étudiée est un bâtiment à usage d'habitation composé de rez-de-chaussée plus six étages (R+6), situé à la wilaya de Blida (commune de Blida) est qui est classée comme zone de sismicité élevée (Zone III).

Le Mémoire est constitué de six chapitres.

- Le premier chapitre présente une synthèse bibliographique sur les différents types de systèmes de contreventement d'une structure en béton armé.
- Le deuxième chapitre est une présentation de l'ouvrage étudié et ses caractéristiques géométriques, ainsi que les propriétés mécaniques des matériaux (acier-béton) et les différentes hypothèses de calcul utilisées en béton armé.
- Le chapitre 03 présente l'évaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitation, la descente des charges et le prédimensionnement des éléments structuraux (voiles et portiques).
- Nous présentons au quatrième chapitre l'étude dynamique sous l'effet des efforts sismiques et le choix de la méthode de calcul, ainsi que la comparaison de critères de stabilité exigés par les Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99/ version 2003) pour chaque type de système de contreventement.
- Le ferrailage des éléments structuraux de chaque type de structure et la comparaison ont été présentés au chapitre cinq.
- Le choix de type de fondation utilisé pour fonder les structures étudiées, et le ferrailage de fondation sont présentés au chapitre six.

Et on termine notre étude, par une conclusion générale et une liste des références bibliographiques utilisées.

CHAPITRE 01

Chapitre 01 : Systèmes de contreventement

1.1. Introduction

Le contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement). Afin d'assurer la stabilité globale d'un bâtiment, il est nécessaire que celui-ci soit contreventé selon au moins 3 plans verticaux non colinéaires et un plan horizontal ; on distingue donc les contreventements verticaux (destinés à transmettre les efforts horizontaux dans les fondations) des contreventements horizontaux (destinés à s'opposer aux effets de torsion dus à ces efforts).

Un contreventement peut être réalisé par des voiles (contreventements verticaux) ou des plaques (contreventements horizontaux) en béton armé, en maçonnerie, en bois ou en tôle ondulée ; ou par des treillis en bois ou en acier.

1.2. Choix du contreventement

Le contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure lors des secousses qui, rappelons-le, ont des composantes dans les trois directions.

Le rôle du contreventement horizontal est de transmettre les actions latérales aux éléments verticaux appelés palées de stabilité.

Pour assurer le contreventement horizontal, les planchers et toitures faisant office de diaphragme rigide ne devraient pas être affaiblis par des percements trop grands ou mal placés pouvant nuire à leur résistance et leur rigidité. Les diaphragmes flexibles devraient être évités pour combattre le déversement des murs notamment en maçonnerie.

Le contreventement vertical par palées devrait répondre à des critères spécifiques tels que :

- *leur nombre* : au moins trois palées non parallèles et non concourantes par étage.
- *leur disposition* : elles seront situées le plus symétriquement possible par rapport au centre de gravité des planchers et de préférence aux angles avec une largeur suffisante.
- *leur distribution verticale* : être régulière ; les palées seront de préférence superposées afin de conférer aux différents niveaux, une rigidité comparable aussi bien en translation qu'en torsion.

1.3. Contreventement général des bâtiments

Le premier souci que doit avoir l'ingénieur d'études est de prévoir des dispositions assurant la stabilité générale et spécialement le contreventement d'ensemble des bâtiments.

Ces dispositions doivent avoir pour objet non seulement d'assurer la résistance aux forces horizontales prises en compte dans les calculs, telles celles résultant de l'action du vent, mais aussi de permettre éventuellement aux bâtiments de subir sans dommages excessifs les effets de certaines sollicitations exceptionnelles, telles que des explosions localisées.

Ces problèmes se posent avec une acuité particulière dans les immeubles à grand nombre d'étages. Les solutions susceptibles d'être choisies pour assurer le contreventement général des bâtiments sont évidemment liées aux contraintes qui peuvent être imposées par le parti architectural ; elles sont également dépendantes, dans une certaine mesure, du matériel dont dispose l'entreprise. Ces solutions peuvent être classées en trois grandes catégories.

1.3.1. Contreventement assuré par portiques

Les portiques (Figure 1.1) doivent être conçus pour résister non seulement aux forces de pesanteur, mais également aux forces horizontales ; cette résistance implique la rigidité des nœuds. Cette solution conduit en général à des sections de béton et d'armatures plus importantes, et à des dispositions de ferrailage plus complexes que celles usuellement adoptées dans les structures les plus courantes de bâtiments.

À moins que l'on ne puisse prévoir, dans chaque plan de contreventement, des portiques comportant un nombre relativement important de travées, cette solution de contreventement est onéreuse, et on ne la retient guère que lorsqu'il n'est pas possible d'en choisir une autre.

Il faut cependant lui reconnaître l'avantage de ne pas créer d'obstacles à la présence d'ouvertures de grandes dimensions dans le plan des portiques.



Figure 1.1. Ossature en portiques en béton armé.

1.3.2. Contreventement assuré par pans rigides

La rigidité des pans de contreventement peut être assurée par :

- des triangulations.
- des voiles en béton armé.
- éventuellement par des remplissages en maçonnerie de résistance suffisante entre éléments (poteaux et poutres) de l'ossature en béton armé.

1.3.2.1. Contreventement par triangulations

La présence des triangulations crée souvent des difficultés pour la réalisation d'ouvertures dans les pans de contreventement : on peut quelquefois trouver une solution plus satisfaisante en disposant les éléments de triangulation non plus sur la hauteur d'un étage, mais sur celle de deux étages. La mise en œuvre des remplissages en maçonnerie est dans tous les cas rendue moins facile.

Le calcul des poutres à treillis dont les membrures sont constituées par les poteaux et qui fonctionnent en console à partir du niveau des fondations ne soulève pas de difficultés particulières ; il est conduit suivant les errements habituels, en admettant des articulations aux nœuds.

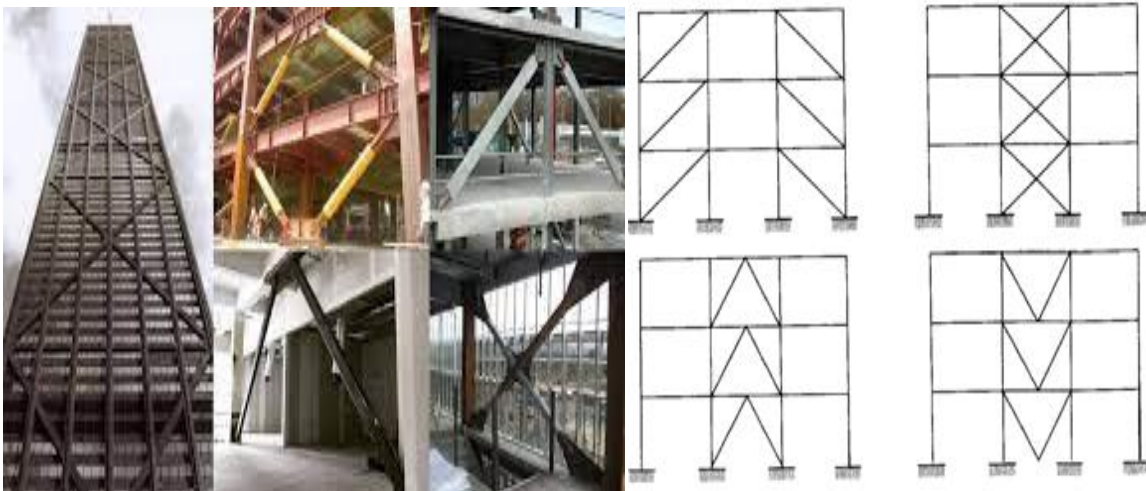


Figure 1.2. Contreventement triangulé.

1.3.2.2. Contreventement par voiles en béton armé

La solution de contreventement avec voiles en béton armé est actuellement très répandue ; très souvent, les voiles en cause, disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée, constituent également les éléments de transmission des charges verticales, sans être obligatoirement renforcés par des poteaux. Ils assurent ainsi, dans des

conditions économiques, à la fois la transmission des charges de pesanteur et le contreventement dans la direction transversale des bâtiments ; cet avantage est évidemment surtout marqué pour les entreprises équipées d'un matériel de coffrage approprié. Dans ce type de contreventement, les voiles assurent en mêmes temps le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales et le rôle de résistance aux forces horizontales.

Selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/version 2003, et pour un système de contreventement constitué par des voiles porteurs et des portiques en béton armé, les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

L'exemple montré dans la Figure 1.3 fait apparaître le système de contreventement par voiles en béton armé.



Figure 1.3. Contreventement par voiles en béton armé.

Le contreventement longitudinal des mêmes bâtiments, est peut être obtenu par des voiles disposés dans les plans des façades et des refends longitudinaux. En général, ces voiles ne sont prévus que dans certaines travées, et, pour limiter les inconvénients résultant des variations dimensionnelles sous l'effet du retrait et de la température. Il convient de disposer les voiles de contreventement dans des travées voisines du centre des bâtiments, plutôt qu'à une extrémité, et en évitant surtout de les prévoir aux deux extrémités (Figure 1.4).

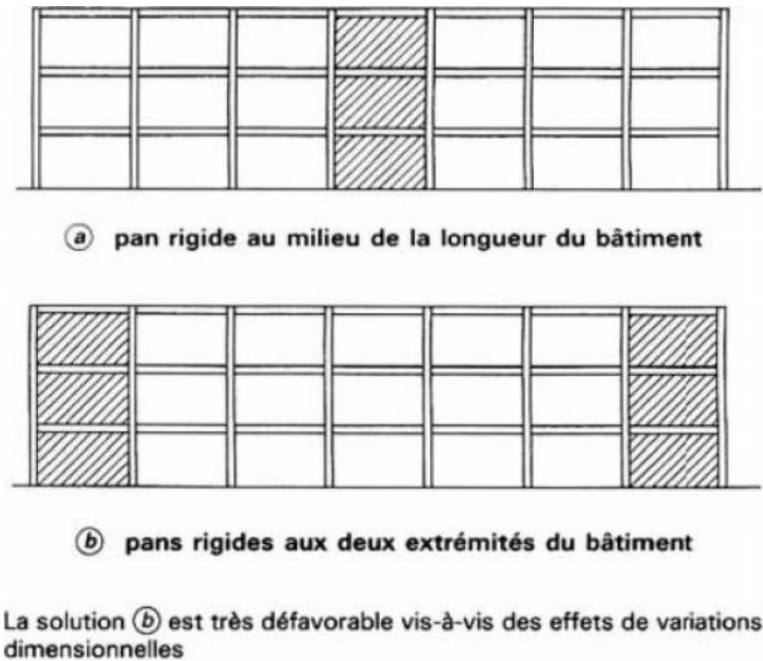


Figure 1.4. Contreventement longitudinal d'un bâtiment par des voiles.

1.3.2.3. Contreventement par remplissage en maçonnerie

La solution consistant à assurer le contreventement par des remplissages en maçonnerie de résistance suffisante est plus spécialement à retenir dans le cas de bâtiments comportant un nombre limité d'étages. Il faut évidemment être certain que les maçonneries en cause ne sont pas appelées à disparaître ou à être modifiées (perçement ultérieur d'ouvertures). Cette condition est en général réalisée pour certains murs de cages d'escaliers, de séparation entre logements ou entre corps de bâtiment au droit des joints.

Il n'existe pas de méthode de calcul de caractère réglementaire permettant de déterminer les contraintes dans les panneaux de maçonnerie sous l'action des forces horizontales appliquées aux niveaux des planchers. Quelques essais ont bien été effectués en France mais ils ont été limités à certains types d'ossatures et de remplissage.



Figure 1.5. Contreventement par maçonnerie.

1.3.3. Noyau de stabilité des immeubles-tours

La stabilité des immeubles-tours à usage d'habitation et surtout de bureaux est très souvent assurée par un ouvrage situé en partie centrale, constitué par des parois verticales, en voiles de béton armé, disposées suivant des plans orthogonaux, et par les planchers. Cet ensemble trouve le plus souvent sa place dans la zone où sont rassemblées les circulations verticales (ascenseurs et escaliers de secours) et des locaux annexes ne recevant pas la lumière naturelle (salles de bains, toilettes, vestiaires, archives, etc.). Les parois de ce noyau assurent la transmission d'une partie des charges verticales et, à elles seules, la résistance aux forces horizontales, notamment aux actions du vent. Les éléments verticaux de la structure, tout autour du noyau, n'ont en principe à supporter que des charges verticales.

Dans certains cas, le noyau de stabilité a été réalisé en béton armé, alors que les parties périphériques comportaient une ossature poutres et poteaux en métal.

Il faut cependant noter que, dans certains immeubles-tours, ce sont les ossatures des façades qui ont été conçues pour assurer la stabilité sous l'action du vent.

Les calculs ne diffèrent pas, dans leurs principes, de ceux correspondant à la solution du contreventement par voiles en béton armé ; il faut déterminer la répartition des efforts entre les différents voiles dans chaque sens et étudier notamment la résistance des linteaux entre éléments de voiles situés dans un même plan.

Dans ce type de contreventement, le noyau rigide reprend la totalité de l'effort horizontal.

La Figure 1.6 présente un exemple de contreventement par noyau central dans la cage d'escalier et la cage d'ascenseur.



(a). Cage d'escalier en béton armé.

(b). Cage d'ascenseur en béton armé.

Figure 1.6. Contreventement par noyau central.

1.3.4. Contreventement mixte

On peut envisager des solutions mixtes (Figure 1.7), utilisant simultanément plusieurs types de contreventement. La difficulté essentielle est alors de définir la répartition des forces horizontales entre les divers pans de contreventement, dont les déformabilités peuvent être très différentes en raison de leurs dimensions et de leur constitution.

Selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/version 2003, et pour un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction voiles-portiques, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.



Figure 1.7. Contreventement mixte d'un bâtiment.

1.4. Emplacement des murs de contreventement

Les murs individuels peuvent être soumis à des déplacements axiaux, de translation et de torsion. La mesure dans laquelle un mur contribuera à la résistance des moments de renversement, les forces de cisaillement, et la torsion dans chaque étage dépend de sa configuration en plan et l'orientation géométrique ainsi que l'emplacement dans le plan de l'édifice. Les positions des murs de contreventement dans un bâtiment sont généralement dictées par des impératifs fonctionnels. Les dispositions des voiles dans un bâtiment peuvent être facilement utilisées pour la résistance à une force latérale.

CHAPITRE 02

Chapitre 02 : Présentation du projet et caractéristiques mécaniques des matériaux

2.1. Introduction

Nous présentons dans ce chapitre les descriptions générales de notre projet, telles que les dimensions et la classification de l'ouvrage, les différents éléments composants la structure, les propriétés physico-mécaniques des matériaux utilisés et les hypothèses de calcul en béton armé.

L'étude de ce projet comprend la partie conception et calcul de ferrailage des éléments résistants (voiles, portiques et fondations) et les éléments secondaires (planchers, escaliers, acrotère...) ainsi que l'étude dynamique pour définir le comportement de la structure sous l'action sismique. Le calcul sera fait conformément aux Règles Parasismique Algériennes RPA 99 /Version 2003 et aux règles de béton armé en vigueur BAEL 99 et CBA 93 avec l'utilisation du logiciel ETABS.

2.2. Présentation de l'ouvrage

2.2.1. Classification de l'ouvrage

Ce projet consiste à l'étude d'un bâtiment en béton armé composé d'un rez-de-chaussée plus Six étages à usage d'habitation (R+6) avec terrasse inaccessible. L'ouvrage est implanté dans la wilaya d'Ain Defla, commune d'Ain Defla .

2.2.1.1. Classification selon leur importance

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Cette classification préconise des seuils minima de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage vis-à-vis des objectifs visés. Tout ouvrage qui relève du domaine d'application doit être classé dans l'un des quatre groupes ci-après :

Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale (bâtiments des établissements publics de santé, bâtiments abritant le personnel et le matériel de secours...), groupe 1B : ouvrages de grande importance (bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels et commerciaux...), groupe 2 : ouvrages courants ou d'importance moyenne (autres bâtiments pouvant accueillir au plus de 300 personnes simultanément, parking de stationnement publics...) et groupe 3 : ouvrage de faible importance (constructions provisoires, bâtiments à risque limité pour les personnes...).

Le bâtiment étudié à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m, donc il est classé selon RPA 99/version 2003 dans le « groupe 2 ».

2.2.1.2. Classification selon la zone sismique

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de séismicité croissante. Cette répartition est précisée par wilaya et par commune dans RPA 99/version 2003, soit : Zone 0 : sismicité négligeable, Zone I : sismicité faible, Zone II a et IIb : sismicité moyenne et Zone III : sismicité élevée.

Notre ouvrage est situé à Ain Defla qui est classée comme zone IIb.

2.2.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

2.2.2.1. Dimension en plan

La structure présente une forme irrégulière en plan (forme Rectangulaire), dont les dimensions en projections sont :

- Longueur totale suivant le sens longitudinal Y-Y' :16.35 m
- Largueur totale suivant le sens transversal X-X' :19.10m

2.2.2.2. Dimension en élévation

- Hauteur totale du bâtiment :21.92 m
- Hauteur du rez-de-chaussée : 3.2 m
- Hauteur de l'étage courant2.97 m
- Hauteur de l'acrotère0.50 m

2.2.3. Ossature de l'ouvrage

Le système de contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques, tout en justifiant l'interaction portiques-voiles pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales (forces sismiques).

Pour ce type de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

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

2.2.4. Planchers

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

2.2.4.1. Planchers à corps creux (en partie courante)

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriqués en béton armé espacées de 65cm, de corps creux en béton expansé (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé.

On utilise ce type de plancher pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

2.2.4.2 Planchers dalle pleine

Actuellement une très large utilisation dans la construction immeuble à plusieurs étages et pour les habitations privées, ce complexe de matériaux permet des réalisations économiques. Certaines parties des planchers ne peuvent pas être en corps creux, donc ils sont prévus en dalle pleine.

2.2.5. Terrasse

La terrasse de notre bâtiment est une terrasse inaccessible.

2.2.6. Maçonnerie

La maçonnerie la plus utilisée au niveau de nos chantiers est en brique creuses. Dans notre ouvrage, Les murs sont réalisés en deux types :

2.2.6.1. Murs extérieurs

Le remplissage des façades est en maçonnerie non rigides, elles sont constituées de :

- Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.
- L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.

2.2.6.2. Murs intérieurs

Ils sont constitués par des cloisons de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne).

2.2.7. Revêtement

Le revêtement de notre structure est composé de plusieurs matériaux :

- Céramiques recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- Carrelage de 2cm pour les différents planchers et escaliers.
- Enduit de plâtre de 2cm pour les cloisons et plafonds.
- Mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieures.

2.2.8. Escalier

Les escaliers sont des éléments en béton armé qui permettent de relier deux niveaux différents de construction, dans notre ouvrage les escaliers sont constitués de deux volées droites et un palier de repos (la cage d'escalier commence de rez-de-chaussée jusqu'à 7^{ème} étage).

2.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé.

2.3.1. Béton

Le béton est un matériau complexe obtenu en mélangeant : un liant qui est généralement du ciment, du sable et des matériaux pierreux, de l'eau et éventuellement des adjuvants. Ce mélange "fait prise" (il se solidifie), puis durcit (il devient résistant). Ce matériau ainsi obtenu résiste très bien à la compression mais sa résistance à la traction est considérablement faible. Sa résistance à la compression est de l'ordre de 20 MPa à 40 MPa, alors que sa résistance à la traction n'est que de l'ordre de 2 à 4 MPa. Pour pallier à cette insuffisance, on est conduit à associer au béton un matériau possédant une meilleure résistance à la traction : l'acier qui résiste très bien aux deux sollicitations.

Le béton employé dans les constructions en béton armé doit posséder des propriétés physico-mécaniques bien déterminées ; il doit être **résistant**, présenter une bonne **adhérence** aux armatures et très convenables **compact** et **étanche** pour protéger les aciers contre la corrosion.

2.3.1.1. Résistance à la compression

D'une manière générale, la résistance du béton dépend d'un grand nombre de facteurs et peut varier dans de larges limites pour des bétons de même composition confectionnés dans des conditions similaires. Cette résistance dépend de l'âge du béton, des conditions de son durcissement, de la forme et des dimensions des éprouvettes, et du type de sollicitations.

Dans les cas courants, le béton est défini du point de vue mécanique, par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge. Cette résistance est mesurée sur des éprouvettes cylindriques de

16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur, donnant une section de 200 cm², écrasées en compression. La nature et les dimensions des éprouvettes sont celles préconisées pour les normes AFNOR.

Lors de l'établissement des projets, la qualité du béton qui sera mis en place est inconnue à priori. Le règlement BAEL99 admet les résistances caractéristiques suivantes pour des conditions de chantier courantes.

Tableau 2.1. Résistances caractéristiques du béton selon BAEL 99.

Qualité du béton	Dosage en ciment (Kg /m ³)	Résistance moyenne (MPa)	Résistance caractéristique à 28 j (MPa)	
			Compression	Traction
Béton de faible résistance	300	20 à 25	16	1.6
Béton courant	350	25 à 30	20	1.8
Béton de résistance modérée	375	30 à 35	25	2.1
Résistance élevée (BHP)	400 + Adjuvant	40 à 50	30	2.4

Ce projet a été réalisé avec un béton courant de résistance à la compression de 25 MPa.

2.3.1.2. Résistance à la traction

La résistance à la traction du béton est gouvernée par les trois paramètres suivants :

- La résistance des gros granulats, c'est-à-dire la capacité des granulats à résister aux Contraintes de traction qui lui sont appliquées.
- L'adhérence entre le granulat et la pâte de ciment durcie.
- La forme des granulats ; les formes allongées et plate, ne résistent pas à la fissuration.

La résistance à la traction est en générale 10 à 12 fois plus faible que celle à la compression du béton. La mesure directe de la résistance du béton à la traction est difficile à réaliser. On peut citer trois méthodes permettant de déterminer la résistance du béton à la traction.

a- Essai de traction directe

L'essai de traction directe est l'essai le plus représentatif du phénomène de la traction mais, il est entre autre, très délicat à réaliser. L'application directe d'un effort de traction pure, en dehors de toute excentricité, est très difficile car il nécessite, après sciage des extrémités, le collage de têtes de traction parfaitement centrées, l'opération devant avoir lieu sans aucun effort de flexion parasite.

b- Essai de traction par flexion

Dans cet essai, un prisme de béton non armé, d'un élancement 4 (7x7x28 cm) reposant sur deux appuis, est soumis à un effort de flexion soit par application :

- D'une charge concentrée unique appliquée au milieu de l'éprouvette (moment maximal au centre). La charge étant placée au centre du prisme, l'essai est dit « *flexion à trois points* ».
- De deux charges concentrées, symétriques, égales, appliquées au tiers de la portée (moment maximal constant entre les deux charges). Les points d'applications de la charge étant placés aux tiers de la portée, l'essai est dit « *flexion quatre points* ».

c- Essai de traction par fendage (essais Brésilien)

Lors de l'essai de fendage, le cylindre du béton est placé à l'horizontale entre les plateaux de la presse et la charge est augmentée jusqu'à la rupture par traction indirecte, qui apparaît sous forme de fendage le long du diamètre vertical du cylindre.

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation: $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$ Pour $f_{cj} \leq 60$ MPa

2.3.1.3. Diagramme contrainte-déformation de calcul**a- Etat Limite Ultime (E.L.U)**

L'E.L.U correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées par les coefficients de pondération et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites des ruptures minorées.

Au diagramme réel, on substitue un diagramme non linéaire dit "*parabole-rectangle*" pour le calcul. Ce diagramme, qui représente la contrainte du béton en fonction de son raccourcissement est constitué de :

- Entre les abscisses 0 et 2 ‰, par un arc de parabole du second degré passant par l'origine et de sommet A, ce sommet ayant pour coordonnées $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ et $\sigma_{bc} = f_{bc} = (0.85 f_{c28}) / (\gamma_b \theta)$
- Entre les abscisses 2 ‰ et 3.5 ‰ par une horizontale d'ordonnée:

$$\sigma_{bc} = f_{bc} = (0.85 f_{c28}) / (\gamma_b \theta)$$

θ = coefficient qui tient compte de la durée du chargement.

$\theta = 1$ quand la durée probable du chargement est > 24h.

$\theta = 0.9$ quand cette durée est comprise entre 1h et 24h.

γ_b = coefficient de sécurité du matériau béton; il tient compte d'éventuels défauts ainsi que de la réduction possible de la résistance du matériau mis en œuvre par rapport à sa résistance caractéristique définie préalablement au laboratoire.

$\gamma_b = 1.5$ pour les situations durables (presque dans tous les cas) ; $\gamma_b = 1.15$ pour les situations accidentelles.

Pour une section rectangulaire ou en T, la contrainte ultime du béton en compression est:

$$f_{bu} = (0.85 f_{c28}) / (\gamma_b \theta)$$

Pour une section circulaire ou triangulaire: $f_{bu} = (0.80 f_{c28}) / (\gamma_b \theta)$

Le coefficient de minoration 0.85 (ou 0.80) tient compte du risque d'altération du béton sur les parement comprimé et du fait que la résistance caractéristique est déterminée à partir de l'application de charges instantanées aux éprouvettes alors qu'en réalité les charges sont de longue durées et donc ceci entraîne une diminution de la résistance réelle.

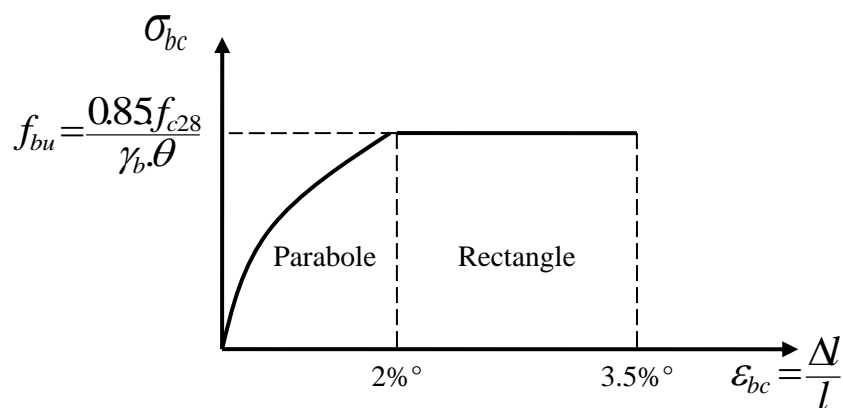


Figure 2.1. Diagramme de calcul "parabole-rectangle"

2.3.1.4. Module de déformation longitudinale (module d'élasticité E_b)

- Sous charges instantanées (durée d'application inférieure à 24heures).

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Avec E_{ij} et f_{cj} (résistance caractéristiques à j jours) en MPa.

- Sous charges de longue durée d'application: le module de déformation du béton à J jours est

$$\text{pris égal à: } E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

2.3.1.5. Coefficient de Poisson

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton, de longueur L à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal ΔL , mais également un gonflement transversal.

Si "a" est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient $\Delta a + a$.

Variation du cote de la section / raccourcissement unitaire : $\nu = \frac{\Delta a / a}{\Delta / l}$

On admet que, pour un béton fissuré (E.L.U) : $\nu = 0$, et pour un béton non fissuré (E.L.S) :

$\nu = 0.2$.

2.3.2. Acier

Pour combler le manque de résistance à la traction du béton, on lui associe l'acier pour reprendre les efforts de traction

Les aciers utilisés pour constituer les éléments en béton armé sont donnés dans le Tableau 1.2.

Tableau 2.2. Propriétés mécaniques de l'acier

Aciers	Désignations	Limites d'élasticité	Diamètre nominaux	Utilisation
Rond lisses (RL)	F _e E22 F _e E24	215 235	6-8-10-12-14- 16-20	Armatures transversales
Haute adhérence (HA)	F _e E40	400	6-8-10-12-14- 16-20-25-32-40	Armatures longitudinales
Treillis soudés	TLE520	520	≤ 6	Emplois courants pour : radiers, et dallage.

2.3.2.1. Contraintes limite de calcul

a - Contrainte limite à l'E.L.U

La Figure 1.3 présente la variation des contraintes de calcul σ_s en fonction de déformations

Des armatures longitudinales ϵ_s .

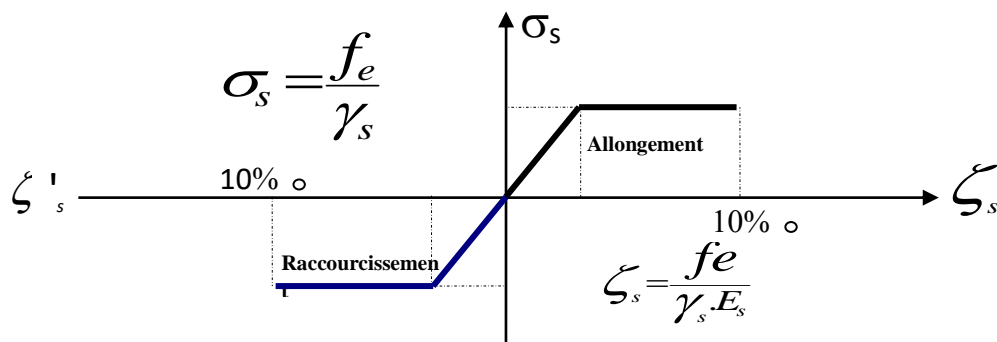


Figure 2.2. Diagramme contrainte - déformation de l'acier.

Avec :

f_e : limite d'élasticité de l'acier

σ_s : Contrainte de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier il a pour valeur

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.15 \text{ Cas d'actions courantes} \\ 1.00 \text{ Cas d'actions accidentelles} \end{array} \right.$$

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier : $\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

b- Contraintes limite à l'E.L.S

1- Cas où la fissuration est considérée **peu préjudiciable** ; ce cas s'applique pour les éléments de structures situés dans les locaux couverts et clos, non soumis aux condensations répétées, ou quand les éléments susceptibles d'être fissurés ne sont pas visibles ou ne font pas l'objet de conditions spécifiques concernant l'ouverture des fissures. Pour ce cas, aucune vérification particulière n'est demandée.

2- Cas où la fissuration est considérée comme **préjudiciable**. La fissuration est considérée comme préjudiciable pour les éléments exposés aux intempéries ou à des condensations ou peuvent être alternativement émergés ou noyés dans une eau douce.

Pour ce cas, la contrainte de traction des aciers est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right\} = \xi$$

η = coefficient de fissuration qui dépend de la qualité de l'adhérence acier-béton (1 pour les ronds lisses et 1.6 pour les barres à hautes adhérences).

3- Cas où la fissuration est considérée comme **très préjudiciable**. La fissuration est considérée comme très préjudiciable quand les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité ; comme milieux agressifs on range l'eau de mer, l'atmosphère marine et les gaz ou sols particulièrement corrosifs.

Pour ces cas, la contrainte de traction des aciers est limitée à : $\bar{\sigma}_s = 0.8 \cdot \xi$

2.3.2.2. Module d'Elasticité

Le module d'élasticité de l'acier est pris égal à 200000 MPa.

1.3.2.3. Coefficient d'équivalence

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

Avec :

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton

2.4. Hypothèses de calcul

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

- **Conservation des sections** : Les sections droites, planes avant déformation, restent planes après déformation. C'est l'hypothèse classique de Navier Bernoulli, qu'est à la base de tous les calculs de flexion. Il en résulte que le diagramme des déformations est représenté par une droite et que la déformation d'une fibre est proportionnelle à sa distance à l'axe neutre.

- **Adhérence acier-béton**: on suppose qu'il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton. Il en résulte que chaque barre d'acier subit la même déformation que la gaine de béton qui l'entoure ; cette gaine de béton étant supposée non fissurée pour les armatures tendues.

3- Le béton tendu est négligé dans les calculs: étant donné que la résistance à la traction du béton est faible, on néglige par mesure de sécurité, le béton tendu en considérant que sa résistance à la traction est nulle. Il en résulte que les contraintes de traction doivent être équilibrées par les efforts existant dans les armatures uniquement.

CHAPITRE 03

Chapitre 03 : Prédimensionnement des éléments structuraux

3.1. Introduction

Le prédimensionnement des éléments résistants d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil. En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment le RPA99 /Version 2003, BAEL 99 et CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé).

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le pré-dimensionnement du sommet de la structure vers la base (*planchers, poutres, poteaux et voiles*).

Dans notre étude, on désigne par « **Structure I** », la structure contreventée par voiles porteurs en béton armé ($R = 3.5$) et « **Structure II** », celle qui a été contreventée par un système mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles ($R = 5$).

3.2. Prédimensionnement des planchers

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux en partie courante
- Dalle pleine pour les balcons.

L'épaisseur des planchers dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Ainsi, l'épaisseur des planchers est déduite à partir des conditions suivantes :

3.2.1. Condition de résistance au feu

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu
- $e = 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu

On adopte $e = 16 \text{ cm}$.

3.2.2. Isolation phonique

Selon les règles CBA 93, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On propose une épaisseur de **16 cm**.

3.2.3. Résistance à la flexion

3.2.3.1. Plancher à corps creux

Pour des dalles reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$$

L : la plus grande portée (entre nus d'appuis) des poutres principales, soit L = 435 cm

$$\frac{435}{50} \leq e \leq \frac{435}{40} \Rightarrow 8,7 \text{ cm} \leq e \leq 10,87 \text{ cm}$$

2.2.3.2. Dalle pleine

• Pour des dalles reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$

• Pour des dalles reposant sur deux appuis (les balcons) : $\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$

On a L = 80 cm, $\frac{80}{35} \leq e \leq \frac{80}{30} \Rightarrow 2,29 \text{ cm} \leq e \leq 2,67 \text{ cm}$

e ≥ 11cm Pour deux heures de coupe-feu (BAEL91).

On adopte : e = 15 cm

3.2.4. Condition de déformation (flèche)

L'épaisseur « e » est conditionnée par : $\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20}$

$$\frac{435}{25} \leq e \leq \frac{435}{20} \Rightarrow 17,4 \text{ cm} \leq e \leq 21,75 \text{ cm}$$

3.2.5. Conclusion

Concernant le prédimensionnement des planchers, nous adopterons :

- Pour les planchers à corps creux l'épaisseur e = 20 cm. Ce qui nous donne un plancher constitué de hourdis de 16 cm et une dalle de compression de 4 cm.
- Pour les dalles pleines nous adopterons une épaisseur de 15 cm pour les balcons

3.3. Evaluation des charges et surcharges

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 contient 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.

3.3.1. Planchers en corps creux

Les Tableaux 3.1 et 3.2 présentent la charge permanente et la charge d'exploitation appliquées sur le plancher terrasse et les planchers des étages courants réalisés en corps creux et données par le document technique DTR B.C.2.

Tableau 3.1. Charge permanente et surcharge du plancher terrasse en corps creux.

N°	Matériaux	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
1	Protection en gravillons	20	0.05	1.00	1.00
2	étanchéité multicouche	6	0.02	0.12	
3	Forme de pente	22	0.10	2.20	
4	Isolation thermique (liège)	4	0,04	0.16	
5	Plancher en corps creux	/	0.20	2.85	
6	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
	Σ			6.53	

Tableau 3.2. Charge permanentes et surcharge des planchers courants en corps creux.

Matériaux	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40	1.50
Mortier de Pose	20	0.02	0,40	
Lit de sable	18	0.03	0.54	
Plancher en corps creux	/	0.20	2 .85	
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
Cloisons de distribution	9	0.10	0.90	
Enduit de ciment sur cloison	20	0.04	0.80	
Σ			6.54	

3.3.2. Plancher en dalle pleine

Les Tableaux 3.3, 3.4 et 3.5 présentent la charge permanente et la charge d'exploitation, appliquées sur le plancher terrasse, les planchers des étages courants et le plancher de sous-sols, réalisés en dalle pleine et données par le document technique DTR B.C.2.2.

Tableau 3.3. Charges permanente et surcharge du plancher terrasse en dalle pleine.

Matériaux	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Protection en gravillons	20	0.05	1.00	1.00
Étanchéité multicouche	6	0.02	0.12	
Forme de pente	22	0.10	2.20	
Isolation thermique (liège)	4	0.04	0.16	
Plancher en dalle pleine	25	0.16	4.00	
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
Σ	7.68			

Tableau 3.4. Charge permanente et surcharge des planchers courants en dalle pleine.

Matériaux	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40	1.50
Mortier de Pose	20	0.02	0.40	
lit de sable	18	0.03	0.54	
Plancher en dalle pleine	25	0.16	4.00	
enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
cloisons de distribution	9	0.10	0.90	
enduit de ciment sur cloison	20	0.04	0.80	
Σ	7.25			

Tableau 3.5. Charge permanente et surcharge du plancher « sous-sol » en dalle pleine.

Matériaux	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40	2.50
Mortier de Pose	20	0.02	0.40	
lit de sable	18	0.03	0.54	
Plancher en dalle pleine	25	0.16	4.00	
enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
Σ	5.54			

3.3.3. Maçonnerie

Le Tableau 2.6 donne la charge permanente des murs extérieurs réalisés en double cloison.

Tableau 3.6. Charges permanentes des murs extérieurs.

Matériaux	ρ (KN/m ³)	Ep (m)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment extérieur	20	0.02	0.40
Briques creuses	9	0.15	1.35
L'âme d'air	/	0.05	/
Briques creuses	9	0.10	0.90
Enduit en plâtre intérieur	10	0.02	0.20
Σ	/	/	2.85

3.4. Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux, leurs rôles est de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmises par les planchers.

Leurs pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91 (modifié 99), Et les sections trouvées doivent être vérifiées les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (**RPA99**).

Les deux étapes principales de pré-dimensionnement sont résumées ci-dessous.

► Selon le BAEL 91 /modifié 99 :

- La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$

- La largeur b de la poutre doit être : $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

- L_{\max} : La plus grande portée de la poutre (entre nus d'appuis)

Soit $L_{\max} = 3.95$ m de poutre principale et $L_{\max} = 4.35$ m de poutre secondaire.

- h : hauteur de la poutre.

- b : largeur de la poutre.

► Selon le R.P.A 99 (version2003) :

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

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

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

3.4.1. Poutres principale (porteuse)

3.4.1.1. Vérification selon le BAEL91 modifié 99

$$2633\text{cm} \leq h \leq 395\text{cm} \Rightarrow h = 35\text{ cm}$$

$$105\text{cm} \leq b \leq 245\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{ cm}$$

On adopte une section de (30 x 35) cm².

3.4.1.2. Vérification selon le RPA 99 /Version 2003

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$$

$$h = 35\text{ cm} \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1.16 \leq 4$$

Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées.

3.4.2. Poutres secondaire (non porteuse)

3.4.2.1. Vérification selon le BAEL91 modifié 99

$$29\text{ cm} \leq h \leq 435\text{ cm}$$

$$105\text{cm} \leq b \leq 245\text{ cm}$$

On adopte une section de (30 x 35) cm².

3.4.2.2. Vérification selon le RPA 99 /version 2003

$$b = 30\text{ cm} \geq 20\text{ cm}$$

$$h = 35\text{ cm} \geq 30\text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1.16 \leq 4$$

Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées.

3.4.3. Poutres palières

La poutre palière est une poutre qui soutient le palier d'un escalier (située sous le palier de repos).

Dans notre bâtiment la portée de la poutre palières $L = 4,65\text{ m}$. Le pré-dimensionnement de cette poutre se fait de la même démarche que la poutre principale et secondaire.

3.4.3.1. Vérification selon le BAEL91 modifié 99

$$29\text{cm} \leq h \leq 435\text{cm} \Rightarrow h = 35\text{ cm}$$

$$105\text{cm} \leq b \leq 245\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm}$$

On choisit une section (30 x 35) cm².

3.4.3.2. Vérification selon le RPA 99 /Version 2003

$$b = 30\text{ cm} \geq 20\text{ cm}$$

$$h = 35\text{ cm} \geq 30\text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1.16 \leq 4$$

Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées.

3.4.4. Conclusion

Le choix final des dimensions des poutres est le suivant :

- Poutres principale : (30 x 35) cm².
- Poutre secondaire : (30 x 35) cm².
- Poutre palière : (30 x 35) cm².

3.5. Prédimensionnement des poteaux

3.5.1. Principe de pré-dimensionnement

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple, en choisissant le poteau central, le poteau d'angle et le poteau de rive les plus sollicités de la structure. Chaque type de ces poteaux supporte une surface du plancher chargé. On utilisera un calcul basé sur la descente de charge et on Appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

3.5.2. Etapes de pré-dimensionnement

Les étapes de pré-dimensionnement des poteaux sont :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de compression à chaque niveau.
- La section du poteau est calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la Compression simple.
- La section du poteau obtenue doit être vérifiée les conditions minimales imposées par le RPA99 version 2003 [2].

3.5.3. Loi de dégression des charges d'exploitation

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximales, on réduit les charges transmises aux fondations [8].

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n **numérotés à partir du sommet du bâtiment.**

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitations suivantes :

- Sous terrasse..... Q_0
- Sous dernier étage..... $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage 2)..... $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage 3)..... $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous l'étage n quelconque..... $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Lorsque les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se fait d'un ordre de 10 % par étage jusqu'à 0.5 Q, valeur conservée pour les étages inférieures suivants.

Les Tableaux 3.7 et 3.8 résument la loi de dégression appliquée dans le cas de notre bâtiment.

Tableau 3.7. Dégression des charges d'exploitation.

Niveau des planchers	Q_i	$\sum Q_i$
T	Q_0	Q_0
6	Q_1	Q_0+Q_1
5	Q_2	$Q_0+Q_1+0.9Q_2$
4	Q_3	$Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3$
3	Q_4	$Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3+0.7Q_4$
2	Q_5	$Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3+0.7Q_4+0.6Q_5$
1	Q_6	$Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3+0.7Q_4+0.6Q_5+0.5Q_6$
RDC	Q_7	$Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3+0.7Q_4+0.6Q_5+0.5(Q_6+Q_7)$

Tableau 3.8. Résultat de la loi de dégression.

Niveau	Q (KN/m ²)	
	Avant dégression	Après dégression
Terrasse	1.0	1.00
N ₆	1.5	2.50
N ₅	1.5	3.85
N ₄	1.5	5.05
N ₃	1.5	6.10
N ₂	1.5	7.00
N ₁	1.5	7.75

3.5.4. Dimensionnement des poteaux

Le pré-dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1)$$

Avec

N_u : effort normal ultime (compression) $N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$

α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$)

λ : élancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.

l_f : longueur de flambement ;

i : rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité

et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

B : surface de la section du béton ($B = a \times b$).

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1.50$).....situation durable.

γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1.15$).....situation durable.

f_e : limite élastique de l'acier ($f_e = 400 \text{ MPa}$).

f_{c28} : résistance à la compression du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

A_s : section d'acier comprimée.

Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle I_{cm} d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br = (a - 0.02)(b - 0.02)$) [m^2].

Selon le BAEL91- modifié 99 : $0.2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$

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

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda &= 50 \\ \bullet \alpha &= 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0.708$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0.066 N_u$$

Le minimum requis par « RPA99 version 2003 pour une zone sismique II b,

$$\left\{ \begin{array}{l} *M_i(a,b) \geq 25cm \\ *M_i(a,b) > \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Avec $(a ; b)$: dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée ($a=b$).

On vérifie la section à l'état limite de service selon le BAEL 99.

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B+nA_s} \leq 0.6f_{c28} \dots\dots\dots (2.2)$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal pondéré à l'E.L.S tel que $N_{ser} = N_G + N_Q$

B : Section du béton du poteau.

n : Coefficient d'équivalence : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

A_s : La section d'acier qui sera prise à 1%B. (zone2)

σ_{ser} : La contrainte de compression à l'E.L.S.

En remplaçant les différents termes dans l'équation précédente, on aura :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.15B} \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots (2.3)$$

3.5.5. Surfaces revenants aux poteaux

La Figure 2.3 présente le plan de coffrage du bâtiment étudié.

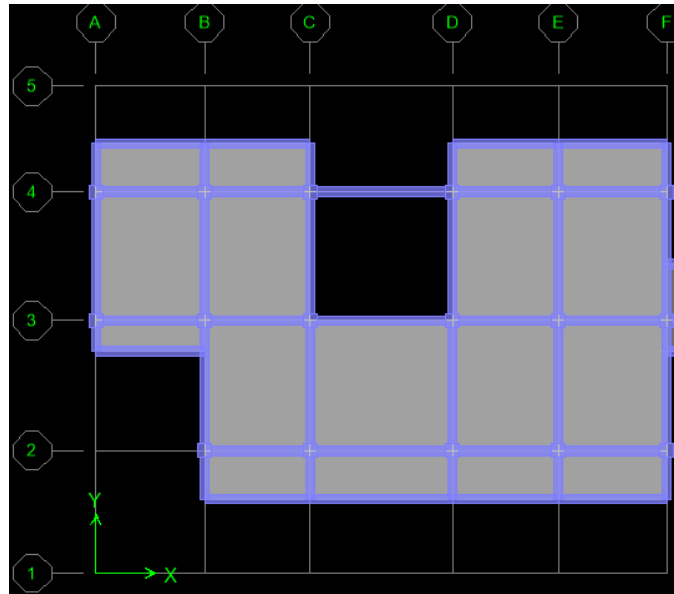


Figure 3.1. Plan de coffrage.

3.5.5.1. Poteau de rive (F-3)

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

$$S = 4.225 \times 1.775 = 7.49 \text{ m}^2.$$

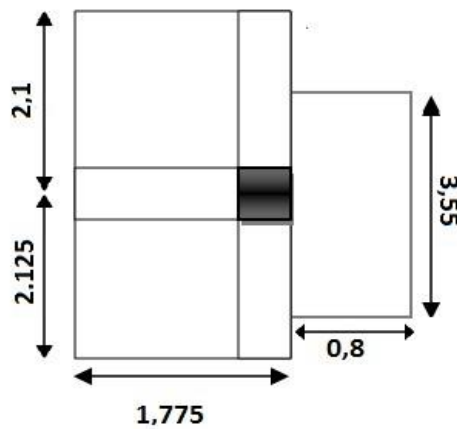


Figure 3.4.2 Surface revenant au poteau de rive (poteau F3)

3.5.5.2. Poteau central de Niveau (D-3)

3.5.5.2.1. Niveau (RDC + étage1)

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

$$S = (1,95 \times 2,18) + (1,95 \times 1,58) + (1,98 \times 1,58) + (1,98 \times 2,18) = 14.78 \text{ m}^2.$$

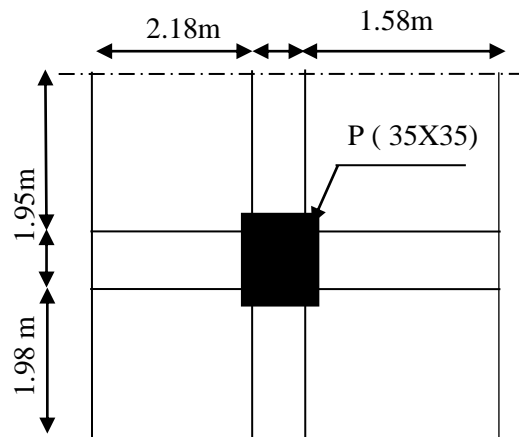


Figure 3.3. Surface revenant au poteau central du niveau RDC + étage 1 (poteau B2)

3.5.5.2.2. Niveau (étage 2 à 6)

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

$$S = (1,95 \times 2,18) + (1,95 \times 1,58) + (1,98 \times 1,58) + (1,98 \times 2,18) = 14,78 \text{ m}^2.$$

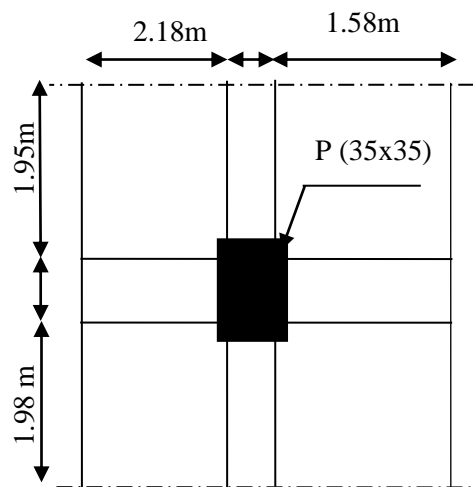


Figure 3.4. Surface revenant au poteau central du niveau étage 2 à 6 (poteau B2)

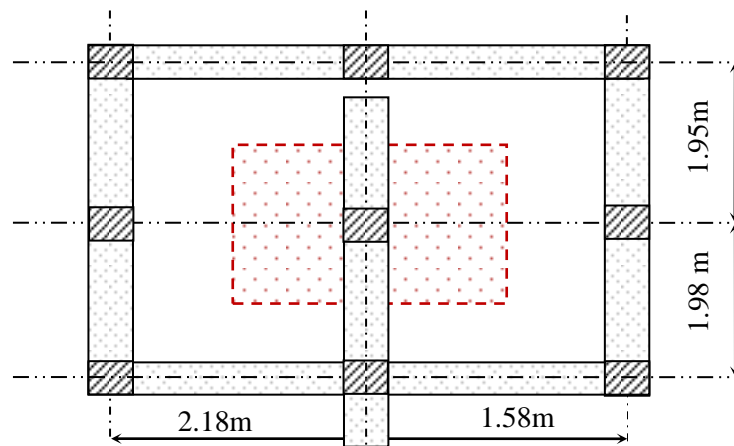


Figure 3.5. de coffrage de poteau central (poteau B2)

2.5.5.3. Conclusion

Le poteau central (D-3) est le plus sollicité parmi les trois types des poteaux, à une surface de participation $S = 20.04 \text{ m}^2$, on majore cette surface de **15 %** pour prendre en compte le poids des éléments porteurs (poutres et poteaux) soit : $S = 1.15 \times 14.78 = 20 \text{ m}^2$.

3.5.6. Calcul des charges

3.5.6.1. Charges permanente

Niveau T

Poids plancher terrasse	$G_{PT} = 6.53 \times 14.78 = 96.513 \text{ KN}$
Poids des poutres principales	$G_{PP} = 0.30 \times 0.35 \times 3.93 \times 25 = 10.32 \text{ KN}$
Poids des poutres secondaires	$G_{PS} = 0.3 \times 0.35 \times 3.76 \times 25 = 9.87 \text{ KN}$
Poids du poteau	$PP = (0.35 \times 0.35) \times 25 \times 2.97 = 9.09 \text{ KN}$

$$N_{G1T} = 125,8 \text{ KN}$$

Niveau 6

Poids revenant Niveau T :	$N_{G1T} = 125,8 \text{ KN}$
Poids plancher courants	$G_{PT} = 6.53 \times 14.78 = 96.513 \text{ KN}$
Poids des poutres principales	$G_{PP} = 0.30 \times 0.35 \times 3.93 \times 25 = 10.32 \text{ KN}$
Poids des poutres secondaires	$G_{PS} = 0.3 \times 0.35 \times 3.76 \times 25 = 9,87 \text{ KN}$
Poids du poteau	$PP = (0.35 \times 0.35) \times 25 \times 2,97 = 9.09 \text{ KN}$

$$N_{G2T} = 251.6 \text{ KN}$$

Niveau 5

Poids revenant 6 ^{ème} étage	$N_{G2T} = 251.6 \text{ KN}$
Poids plancher courants	$G_{PT} = 6.53 \times 14.78 = 96.513 \text{ KN}$

Poids des poutres principales $GPP = 0.30 \times 0.35 \times 3.93 \times 25 = 10.32 \text{ KN}$

Poids des poutres secondaires $GPS = 0.3 \times 0.35 \times 3,76 \times 25 = 9,87 \text{ KN}$

Poids du poteau $PP = (0.35 \times 0.35) \times 25 \times 2,97 = 9.09 \text{ KN}$

$$N_{G3T} = 377.4 \text{ KN}$$

Niveau 4

Poids revenant 5^{ème} étage $N_{G3T} = 377.4 \text{ KN}$

Poids plancher courants $GPT = 6.53 \times 14.78 = 96.513 \text{ KN}$

Poids des poutres principales $GPP = 0.30 \times 0.35 \times 3.93 \times 25 = 10.32 \text{ KN}$

Poids des poutres secondaires $GPS = 0.3 \times 0.35 \times 3,76 \times 25 = 9,87 \text{ KN}$

Poids du poteau $PP = (0.35 \times 0.35) \times 25 \times 2,97 = 9.09 \text{ KN}$

$$N_{G4T} = 503.2 \text{ KN}$$

Niveau 3

Poids revenant 4^{ème} étage $N_{G4T} = 503.2 \text{ KN}$

Poids plancher courants $GPT = 6.53 \times 14.78 = 96.513 \text{ KN}$

Poids des poutres principales $GPP = 0.30 \times 0.35 \times 3.93 \times 25 = 10.32 \text{ KN}$

Poids des poutres secondaires $GPS = 0.3 \times 0.35 \times 3,76 \times 25 = 9,87 \text{ KN}$

Poids du poteau $PP = (0.35 \times 0.35) \times 25 \times 2,97 = 9.09 \text{ KN}$

$$N_{G5T} = 629 \text{ KN}$$

Niveau 2

Poids revenant 3^{ème} étage $N_{G5T} = 629 \text{ KN}$

Poids plancher courants $GPT = 6.53 \times 14.78 = 96.513 \text{ KN}$

Poids des poutres principales $GPP = 0.30 \times 0.35 \times 3.93 \times 25 = 10.32 \text{ KN}$

Poids des poutres secondaires $GPS = 0.3 \times 0.35 \times 3,76 \times 25 = 9,87 \text{ KN}$

Poids du poteau $PP = (0.35 \times 0.35) \times 25 \times 2,97 = 9.09 \text{ KN}$

$$N_{G6T} = 755.503 \text{ KN}$$

Niveau 1

Poids revenant 2^{ème} étage $N_{G6T} = 755.503 \text{ KN}$

Poids plancher courants $GPT = 6.53 \times 14.78 = 96.513 \text{ KN}$

Poids des poutres principales $GPP = 0.30 \times 0.35 \times 3.93 \times 25 = 10.32 \text{ KN}$

Poids des poutres secondaires $GPS = 0.3 \times 0.35 \times 3,76 \times 25 = 9,87 \text{ KN}$

Poids du poteau $PP = (0.35 \times 0.35) \times 25 \times 3,2 = 9.8 \text{ KN}$

$$N_{G7T} = 882.006 \text{ KN}$$

Nota : le poteau central est majoré entre 10% et 15% (B.A.E.L) [2]

$$N_{GT} = N_{G7T} + (N_{G7T} * 0.15) = 1014.30\text{KN}$$

3.5.6.2. Charges d'exploitation

Le Tableau 3.9 présente la charge d'exploitation dans chaque niveau ($N_Q = S \times Q$) après dégression des charges.

Tableau. 3.9. Résultats de la dégression des charges

Niveaux	Q (KN/m ²)	N _Q (KN)
T	1.00	6,39
N ₆	2.50	15.975
N ₅	3.85	24,60
N ₄	5.05	32 ,23
N ₃	6.10	38,38
N ₂	7.00	44 ,73
N ₁	7.75	111 ,83
RDC	8.50	122 ,655

Le choix final des sections des poteaux centraux, et la vérification des sections selon RPA 99/ Version 2003, sont récapitulés dans le Tableau 3.10.

Tableau 3.10. Section des poteaux choisis.

Niveaux	N _G (KN)	N _Q (KN)	N _u (KN)	Br (cm ²)	a = b (cm)	RPA (cm ²)	Choix	N _{ser} (KN)	σ _s (MPa)	σ _{ser} (MPa)	condition
6	125.8	15.975	193.75	127.86	11.32	30*30	35*35	141.775	1.02	15	ok
5	251.6	24.60	376.56	248.53	15.78	30*30	35*35	276.2	2	15	ok
4	377.4	32.23	557.835	368.171	19.20	30*30	35*35	402	2.89	15	ok
3	503.2	38.38	736.89	486.33	22.07	30*30	35*35	535.43	3.85	15	ok
2	629	44.73	916.245	604.722	24.61	30*30	35*35	667.38	4.80	15	ok
1	755.503	111.83	1187.67	783.862	28.01	30*30	35*35	867.333	6.23	15	ok
RDC	882.006	122.655	1374.70	907.305	30.14	30*30	35*35	1004.661	7.22	15	ok

3.6. Prédimensionnement des voiles

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales, et assure la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme). Pour leur pré dimensionnement, nous avons utilisés les recommandations du **RPA99 version2003**. L'épaisseur minimale est de 15 cm, et elle doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

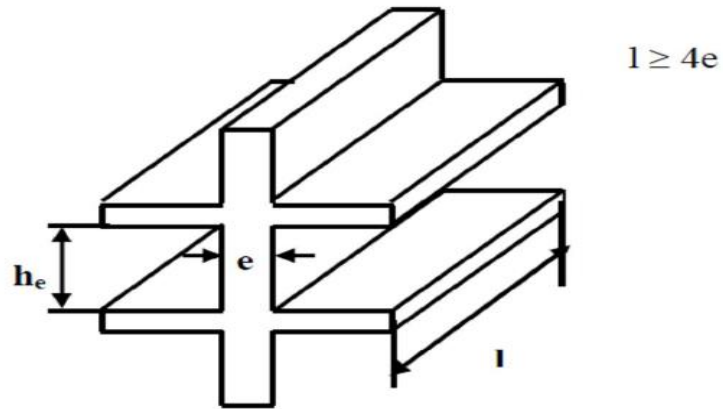


Figure 3.6. Coupe de voile en élévation.

L'épaisseur du voile doit être vérifiée la relation suivante :

$$a_{\min} \geq \text{Max} (h_e / 20 ; 15 \text{ cm})$$

Avec :

h_e : hauteur d'étage.

a_{\min} : épaisseur du voile.

L : longueur du voile.

Pour le RDC et l'étage courant : $h_e = (2.97 - 0.35) = 2.62 \text{ m}$

$$a_{\min} \geq \max \{ 15 \text{ cm} ; 13.1 \} \Rightarrow a_{\min} \geq 15.00 \text{ cm.}$$

On adopte pour le RDC et les étages courants $a_{\min} = 15 \text{ cm}$.

CHAPITRE 04

Chapitre 04 : Etude sismique

4.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, on trouve les secousses sismiques qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur l'étude du comportement dynamique sous l'action sismique des structures secouées. L'objectif initial de l'étude sismique de notre structure, est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres lors de ses vibrations libres non-amorties. L'étude de notre structure comme elle se présente est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de rechercher un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible de son comportement réel, en tenant compte la masse et la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure afin de simplifier suffisamment l'analyse dynamique.

4.2. Caractéristique dynamique

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti. Son équation est donnée par la relation suivante :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \dots\dots\dots (1)$$

Où :

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{x}\}$: 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 A_i . 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.

4.3. Analyse sismique

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.

4.3.1. Modélisation de 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 attribué 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).

4.3.2. Modélisation de masse

- 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 volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2.5t/m^3$.
- 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).
- La masse des escaliers a été répartie au niveau des poutres palières et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

4.3.3. 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.

4.3.3.1. 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, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :
 - * groupe d'usages 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 (21.92 m).

4.3.3.2. La méthode 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 recherche 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 réponse 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.

4.3.4. 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 donnés, 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 :

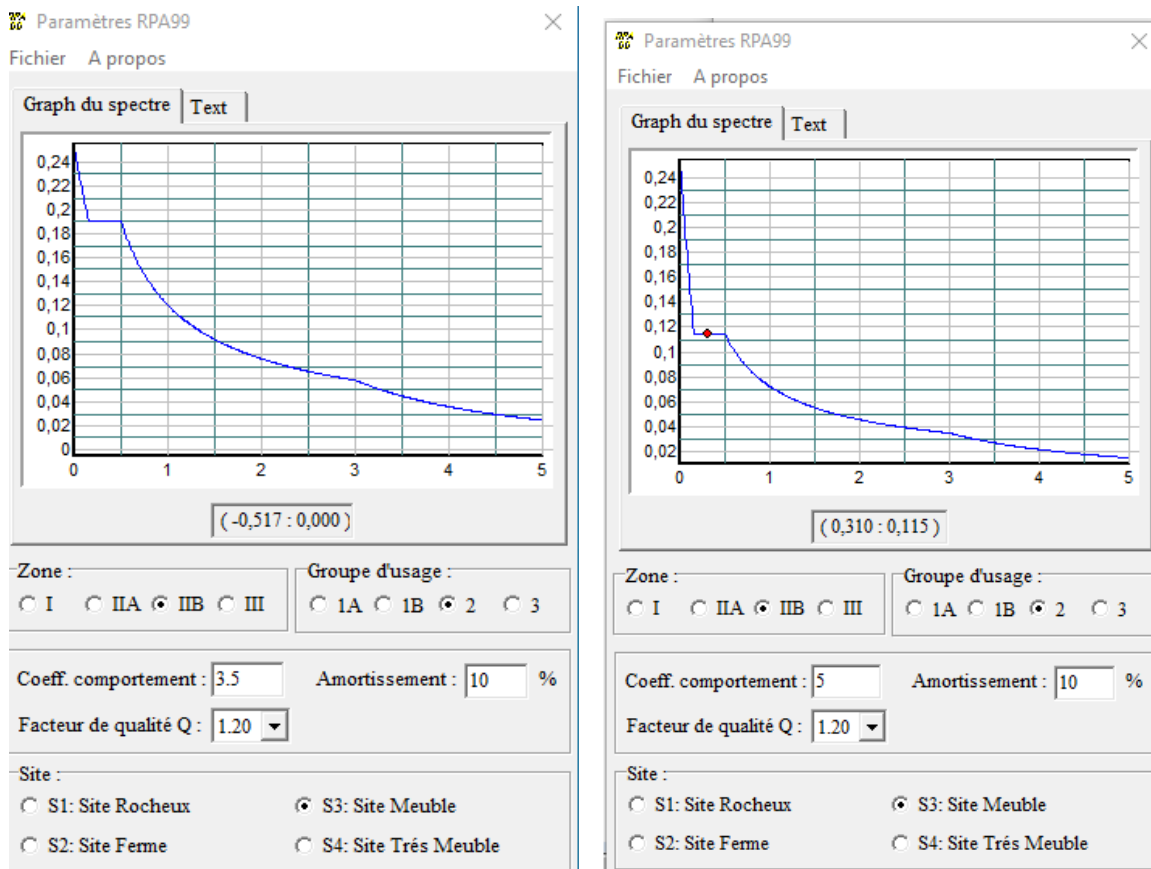
A : Coefficient d'accélération de la zone (A= 0.20 : Zone IIb, groupe d'usage 2).

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement.

Q : Facteur de qualité

La Figure 4.1 ci-dessous, montre la représentation graphique du spectre de réponse



(a): Structure I

(a): Structure II

Figure 4.1. Spectre de réponse.

• **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 et orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

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).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans le Tableau 4.7 de RPA99/Version 2003.

• **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
($h_n = 21.92$ m)

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré
 $D_x = 19.20$ m et $D_y = 16.45$ m

Selon x-x

$$T_x = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{2192}{\sqrt{1920}} = 0.456 \text{ sec} \\ T = 0.05 \times (2192)^{3/4} = 0.506 \text{ sec} \end{cases} \Rightarrow T_x = 450 \text{ sec}$$

Selon y-y

$$T_x = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{2192}{\sqrt{1645}} = 0.486 \text{ sec} \\ T = 0.05 \times (2192)^{3/4} = 0.506 \text{ sec} \end{cases} \Rightarrow T_x = 486 \text{ sec}$$

$$\text{Sol meuble} \rightarrow \text{site3} \quad \left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec.} \end{array} \right.$$

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

$$D_x = 2.5\eta \quad \text{Si } 0 < T_x < T_2$$

$$D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} \quad \text{Si } T_2 < T_y < 3 \text{ sec}$$

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 $\xi = 10\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0.76$$

$$D_x = 2.5\eta = 2.5 \times 0.76 = 1.90$$

$$D_y = 2.5\eta = 2.5 \times 0.76 = 1.90$$

• **R** : Coefficient de comportement global de la structure

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.

Dans notre étude $R = 3.5$ pour la Structure I (système de contreventement par voiles porteurs en béton armé) et $R = 5$ pour la Structure II (système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques).

• **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,

Ces pénalités sont résumées dans le Tableau 4.1 (Tableau 4.4 de RPA 99/version 2003).

Tableau 4.1. Facteur de qualité Q de la structure.

N°	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		Observé	Valeur	Observé	Valeur
1	Condition minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2	Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Oui	0.05	Non	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_x = Q_y = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05) = 1.20$$

- T : Périodes caractéristiques :

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.50s \end{array} \right\} \text{site } S_3$$

W : poids de la structure calculé par la formule suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

$$W_i \text{ étant donné par : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

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, secondaires de la structure au niveau "i";

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 4.2 récapitule les paramètres sismiques retenus pour nos structures.

Tableau 4.2. Paramètres sismiques

Coefficient	Conditions	Valeurs
A	Ouvrage groupe 2 Hauteur bâtiment > 48m Zone sismique IIb	0.2
R	Système de contreventement voile porteurs	3.5
	Système de contreventement mixte	5
Q	$1 + \Sigma P_q$	1.20
E	-	10%
H	$[(7 / (2 + \varepsilon))]^{1/2} \geq 0.7$	0.76
T ₁	Site 3	0.15 s
T ₂	Site 3	0.50 s

• Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisée 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 : $\frac{0.8V}{V_t}$

4.3.5. 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

Remarque : si un critère (parmi les six) n'est pas vérifié, on dit que la structure n'est pas stable et il faut augmenter sa rigidité par l'addition des autres voiles de contreventement.

4.4. Disposition des voiles et interprétation des résultats

Nous présenterons dans la suite, les différents modèles de disposition des voiles de contreventement, ainsi que les vérifications exigées par RPA 99/version 2003 et les résultats de l'analyse sismique réalisée par logiciel ETABS.

4.4.1. Premier modèle de disposition des voiles

Dans le premier modèle, les voiles de contreventement sont disposés dans la cage d'escalier des deux structures I et II.

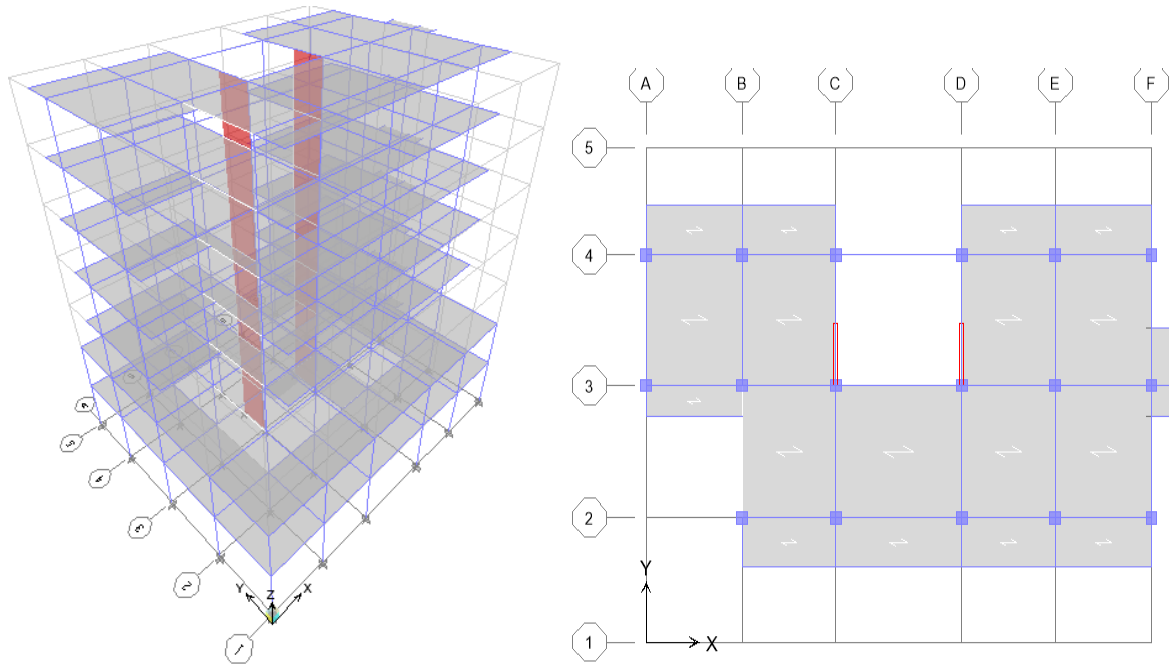
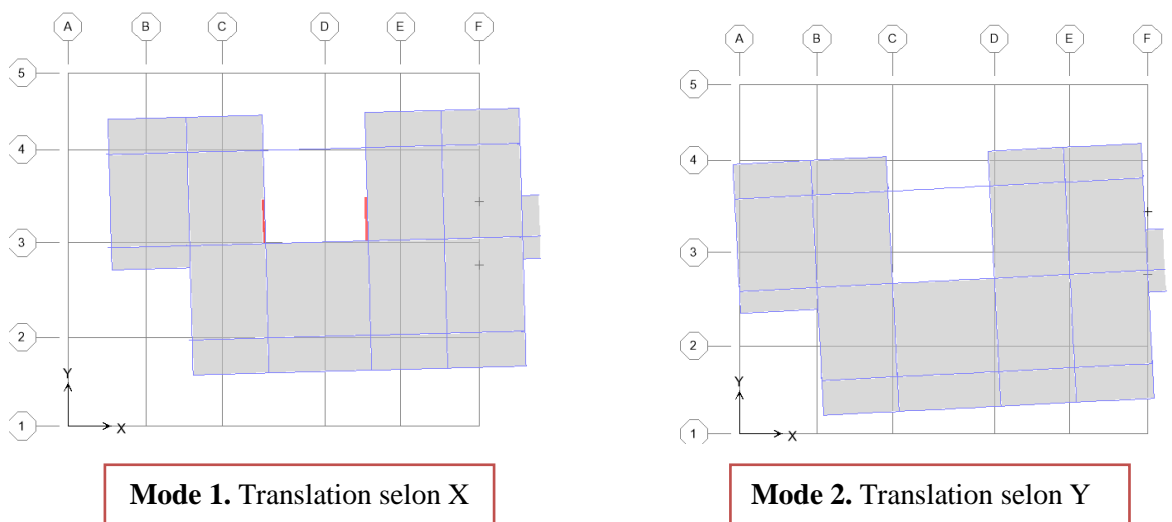


Figure 4.2. Premier modèle de disposition des voiles de contreventement de la Structure I et II.

Le comportement des trois premiers modes du premier modèle est présenté sur la Figure 4.3



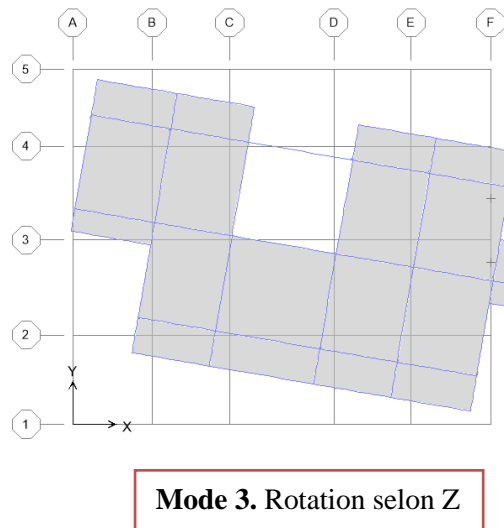


Figure 4.3. Comportement des trois premiers modes du premier modèle (structure I et II).

4.4.1.1. Vérification des périodes fondamentales

Les valeurs des périodes fondamentales données par l'ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques de RPA 99/version 2003 majorée de 30 %. La période calculée par RPA est restée constante pour les deux structures, parce qu'elle est déterminée en fonction des caractéristiques géométriques de la structure. Par contre, la période calculée par logiciel ETABS est différente, en raison de la variation du coefficient de comportement global de la structure.

Pour les deux structures, la période calculée par ETABS n'est pas inférieure à celle calculée par RPA majorée de 30%, donc la condition n'est pas vérifiée et les deux structures ne sont pas stables. On doit augmenter l'inertie ou la rigidité des deux structures par l'addition des autres voiles de contreventement.

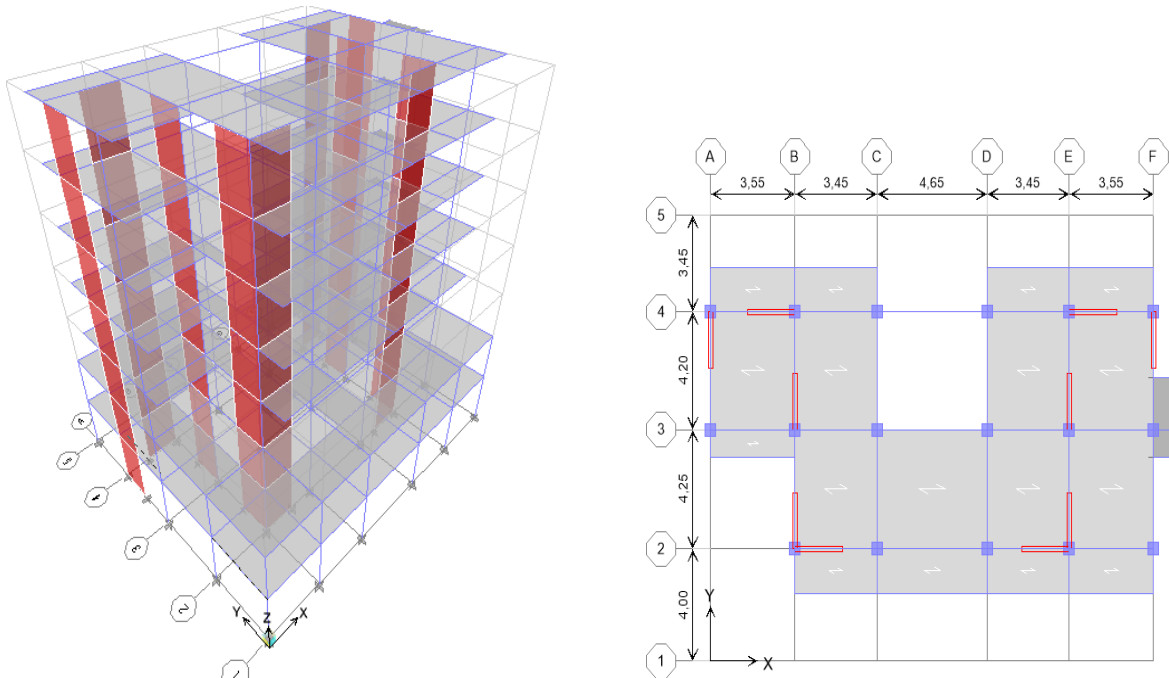
Tableau 4.3. Vérification des périodes fondamentales.

		T_{RPA} (s)	T_{ETABS} (s)	$1.3 \times T_{RPA}$ (s)	$T_{ETABS} \leq 1.3T_{RPA}$
Structure I	X	0.450	0.800	0.585	Non Vérifiée
	Y	0.490	0.740	0.637	Non Vérifiée
Structure II	X	0.450	0.890	0.585	Non Vérifiée
	Y	0.490	0.810	0.637	Non vérifiée

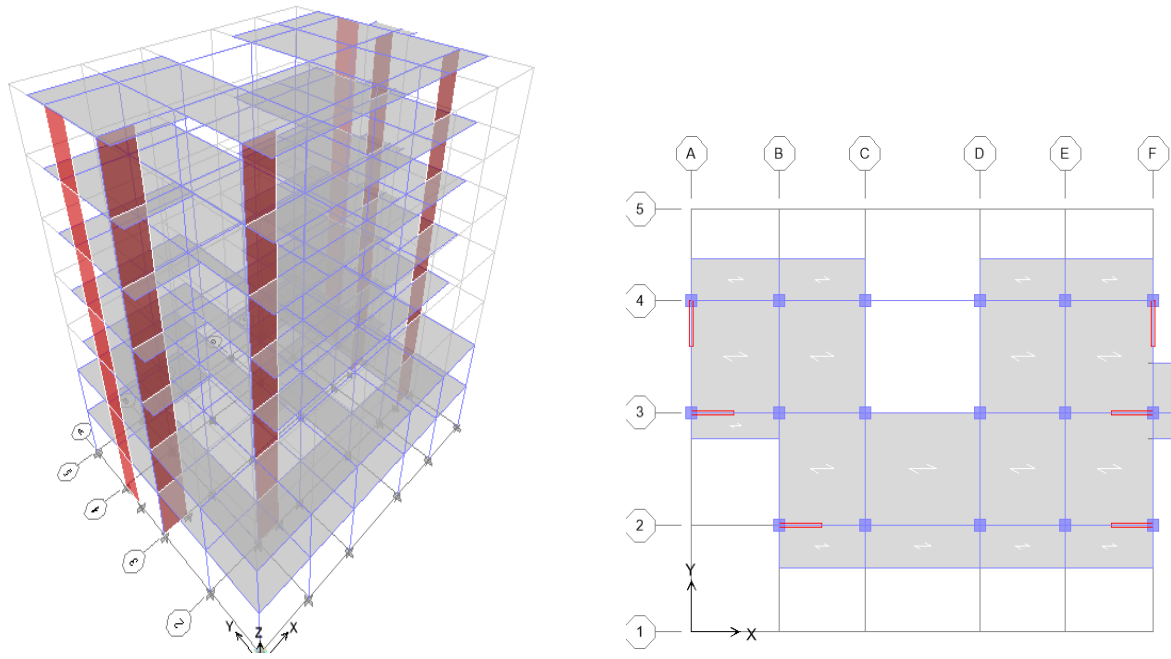
4.4.2. Modèle final de disposition des voiles

La Figure 4.4 montre la disposition finale des voiles de contreventement de nos structures. La Structure I est contreventée par dix (10) voiles et la Structure II est contreventé par six (06) 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. Dans la Structure I (système de voiles porteurs) le rôle de résistance aux forces horizontales (sismiques) est assuré uniquement par les voiles, tandis que dans la Structure II (système mixte), le rôle porteur vis-à-vis des charges horizontales est assuré conjointement par les voiles et les portiques (poutres et poteaux) ce qui a diminué le nombre de voiles dans la structure.

Le comportement des trois premiers modes est représenté sur la Figure 4.8.



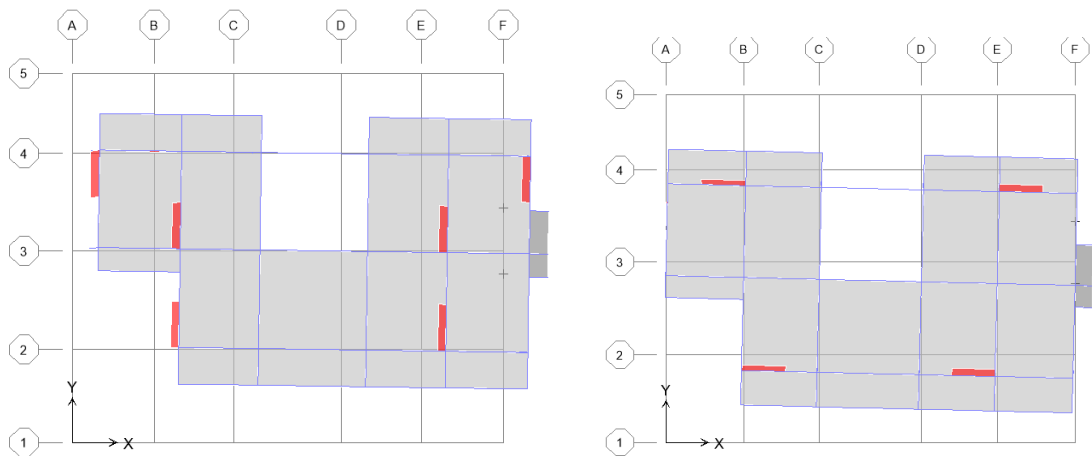
(a): Structure I



(b) : Structure II

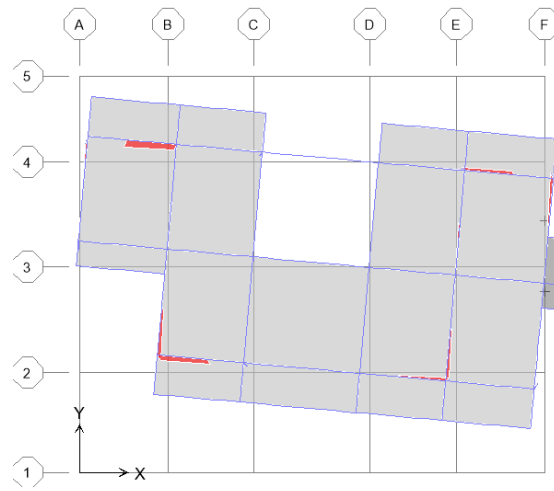
Figure 4.4. Disposition finale des voiles de contreventement.

Le comportement des trois premiers modes est le même dans les deux structures, il présente une translation selon X et Y et une rotation selon Z comme le montre les Figures 4.5 (a) et (b)



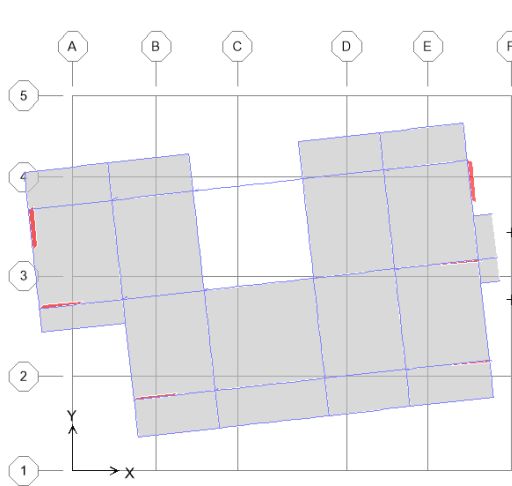
Mode 1. Translation selon x

Mode 2. Translation selon y

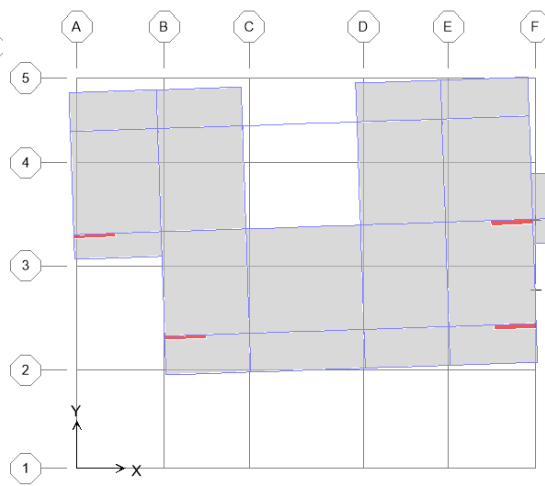


Mode 3. Rotation selon Z

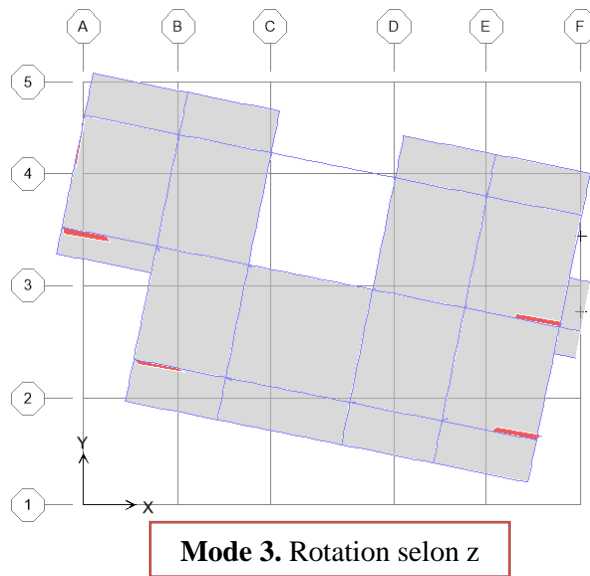
(a) : Structure I



Mode 1. Translation selon x



Mode 2. Translation selon y



(b) : Structure II

Figure 4.5. Comportement des trois premiers modes du modèle final.

Le calcul des périodes fondamentales est présenté au Tableau 4.4.

Tableau 4.4. Vérification des périodes.

		T_{RPA} (s)	T_{ETABS} (s)	$1.3 \times T_{RPA}$ (s)	$T_{ETABS} \leq 1.3T_{RPA}$
Structure I	X	0.450	0.480	0.585	Vérifiée
	Y	0.490	0.460	0.637	Vérifiée
Structure II	X	0.450	0.580	0.585	Vérifiée
	Y	0.490	0.630	0.637	Vérifiée

4.4.2.1. Vérification de participation massique

La vérification de pourcentage de participation massique est donnée aux Tableaux 4.5 et 4.6.

Tableau 4.5. Pourcentage de participation massique de la Structure I

Mode	Période (s)	Participation massique		Cumul de participation massique (%)	
		Sens (x)	Sens (y)	Sens (x)	Sens (y)
1	0.48	70.12	0.00	70.12	0.00
2	0.46	0.02	67.06	70.14	67.06
3	0.38	0.49	2.70	70.63	69.76
4	0.14	17.36	0.01	87.99	69.77
5	0.12	0.09	17.19	88.08	86.96

6	0.11	0.56	0.93	88.64	87.89
7	0.06	6.12	0.00	94.76	87.89
8	0.06	0.03	6.40	94.79	94.29
9	0.05	0.20	0.38	94.99	94.68
10	0.04	2.48	0.00	97.48	94.68

Tableau 4.6. Pourcentage de participation massique de la Structure II.

Mode	Période (s)	Participation massique		Cumul de participation massique (%)	
		Sens (x)	Sens (y)	Sens (x)	Sens (y)
1	0.63	0.562	69.144	0.5623	69.144
2	0.58	52.921	1.664	53.483	70.809
3	0.48	18.167	0.6229	71.651	71.432
4	0.201	0.031	17.283	71.682	88.715
5	0.18	9.174	0.417	80.857	89.132
6	0.15	9.174	0.153	88.882	89.283
7	0.1	0.006	5.98	88.889	95.267
8	0.1	2.473	0.124	91.362	95.3918
9	0.077	3.489	0.023	94.844	95.414
10	0.06	0.011	2.071	94.855	97.486

4.4.2.2. Vérification de la résultante des forces sismiques

Les Tableaux 4.7 et 4.8 présentent le calcul et la vérification de la résultante des forces sismiques des deux structures étudiées. On peut déduire à partir du Tableau 4.7 que le poids d'une structure contreventée par voiles porteurs (Structure I) est plus élevée que celle contreventée par voile-portiques (Structure II) ce qui amplifié la force sismique appliquée à la base de la première structure dans les deux sens.

Tableau 4.7. Calcul de la force sismique.

	A	D _x	D _y	R	Q _x	Q _y	$\sum W_i$ (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
Structure I	0.2	1.9	1.9	3.5	1.2	1.2	17422.24	2269.87	2269.87
Structure II	0.2	1.9	1.9	5	1.2	1.2	16774.46	1529.83	1529.83

Tableau 4.8. Vérification de la résultante des forces sismique de calcul.

		V (KN)	Vt (KN)	0.8V	$V_t \geq 0.8V$
Structure I	X	2269.87	1997.09	1815.89	Vérifiée
	Y	2269.87	1923,95	1815.89	Vérifiée
Structure II	X	1529.83	1601.93	1223.86	Vérifiée
	Y	1529.83	1547.41	1223.86	Vérifiée

4.4.2.3. Vérification des déplacements

Les déplacements inter-étages dans les deux sens sont regroupés dans les Tableaux 4.9 à 4.12 présentés ci-dessous

Tableau 4.9. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X de la Structure I.

Niveau	Sens x-x						Observation
	$\delta_e K$ (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	hK (cm)	$\frac{\Delta K}{hK}$ (%)	
RDC	0.09	0.315	0	0.32	320.0	0.098	Vérifiée
Etage 1	0.27	0.945	0.315	0.63	297.0	0.212	Vérifiée
Etage 2	0.50	1.750	0.945	0.81	297.0	0.271	Vérifiée
Etage 3	0.74	2.590	1.750	0.84	297.0	0.283	Vérifiée
Etage 4	0.97	3.395	2.590	0.81	297.0	0.271	Vérifiée
Etage 5	1.17	4.095	3.395	0.70	297.0	0.236	Vérifiée
Etage 6	1.35	4.725	4.095	0.63	297.0	0.212	Vérifiée

Tableau 4.10. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X de la Structure II.

Niveau	Sens x-x						Observation
	$\delta_e K$ (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	hK (cm)	$\frac{\Delta K}{hK}$ (%)	
RDC	0.09	0.45	0	0.45	320.0	0.141	Vérifiée
Etage 1	0.26	1.3	0.45	0.85	297.0	0.286	Vérifiée
Etage 2	0.48	2.4	1.3	1.10	297.0	0.370	Vérifiée

Etage 3	0,7	3.5	2.4	1.10	297.0	0.370	Vérifiée
Etage 4	0.9	4.5	3.5	1.00	297.0	0.337	Vérifiée
Etage 5	1.08	5.4	4.5	0.90	297.0	0.303	Vérifiée
Etage 6	1.22	6.1	5.4	0.70	297.0	0.236	Vérifiée

Tableau 4.11. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y de la Structure I.

	Sens y-y						Observation
	$\delta_e K$ (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	hK (cm)	$\frac{\Delta K}{hK}$ (%)	
RDC	0.07	0.245	0	0.25	320.0	0.077	Vérifiée
Etage 1	0.22	0.770	0.245	0.53	297.0	0.177	Vérifiée
Etage 2	0.42	1.470	0.770	0.70	297.0	0.236	Vérifiée
Etage 3	0.63	2.205	1.470	0.74	297.0	0.247	Vérifiée
Etage 4	0.83	2.905	2.205	0.70	297.0	0.236	Vérifiée
Etage 5	1.01	3.535	2.905	0.63	297.0	0.212	Vérifiée
Etage 6	1.17	4.095	3.535	0.56	297.0	0.189	Vérifiée

Tableau 4.12. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y de la Structure II.

Niveau	Sens y-y						Observation
	$\delta_e K$ (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	hK (cm)	$\frac{\Delta K}{hK}$ (%)	
RDC	0.12	0.600	0	0.60	320.0	0.188	Vérifiée
Etage 1	0.3	1.500	0.600	0.90	297.0	0.303	Vérifiée
Etage 2	0.55	2.750	1.500	1.25	297.0	0.421	Vérifiée
Etage 3	0.82	4.100	2.750	1.35	297.0	0.455	Vérifiée
Etage 4	1.06	5.300	4.100	1.2	297.0	0.404	Vérifiée
Etage 5	1.26	6.300	5.300	1.00	297.0	0.337	Vérifiée
Etage 6	1.42	7.100	6.300	0.80	297.0	0.269	Vérifiée

4.4.2.4. 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 4.16).

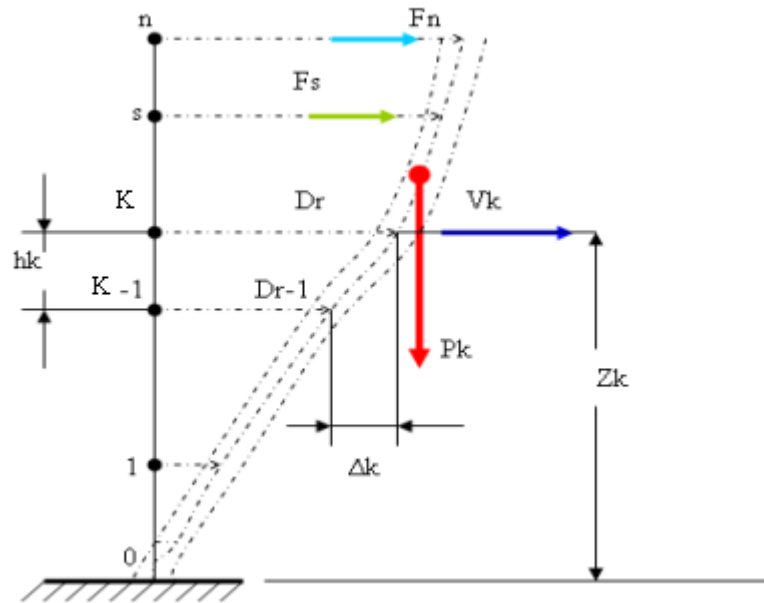


Figure 4.6. Evaluation des effets du second ordre.

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

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 résument les vérifications de l'effet P- Δ dans les deux sens et dans les deux structures.

Tableau 4.13. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens X de la Structure I.

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x			Observation
			Δ_k	V_k (KN)	θ_k	
RDC	320,0	17422,24	0,32	1997,09	0,009	Vérifiée
Etage 1	297,0	14590,21	0,63	1922,3	0,016	Vérifiée
Etage 2	297,0	11297	0,81	1744,29	0,018	Vérifiée
Etage 3	297,0	9034,65	0,84	1550,46	0,016	Vérifiée
Etage 4	297,0	6771,25	0,81	1283,37	0,014	Vérifiée
Etage 5	297,0	4507,84	0,70	942,65	0,011	Vérifiée
Etage 6	297,0	2244,43	0,63	513,96	0,009	Vérifiée

Tableau 4.14. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens X de la Structure II.

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x			Observation
			Δ_k	V_k (KN)	θ_k	
RDC	320,0	16774.5	0.45	1223.33	0.019	Vérifiée
Etage 1	297,0	14005.1	0.85	1166.18	0.034	Vérifiée
Etage 2	297,0	10760.3	1.10	1050.97	0.038	Vérifiée
Etage 3	297,0	8605.33	1.10	934.7	0.034	Vérifiée
Etage 4	297,0	6449.25	1.00	775.77	0.028	Vérifiée
Etage 5	297,0	4293.18	0.90	576.45	0.023	Vérifiée
Etage 6	297,0	2137.1	0.70	327.21	0.015	Vérifiée

Tableau 4.15. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y de la Structure I.

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	Sens y-y			Observation
			Δ_k	V_k (KN)	θ_k	
RDC	320,0	17422,24	0,25	1923,95	0,007	Vérifiée
Etage 1	297,0	14590,21	0,53	1851,51	0,014	Vérifiée
Etage 2	297,0	11297	0,70	1681,26	0,016	Vérifiée
Etage 3	297,0	9034,65	0,74	1496,9	0,015	Vérifiée
Etage 4	297,0	6771,25	0,70	1243,46	0,013	Vérifiée
Etage 5	297,0	4507,84	0,63	919,75	0,010	Vérifiée
Etage 6	297,0	2244,43	0,56	507,81	0,008	Vérifiée

Tableau 4.16. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y de la Structure II.

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	Sens y-y			Observation
			Δ_k	V_k (KN)	θ_k	
RDC	320,0	16774.5	0.45	1223.33	0.019	vérifiée
Etage 1	297,0	14005.1	0.85	1166.18	0.034	vérifiée
Etage 2	297,0	10760.3	1.10	1050.97	0.038	vérifiée
Etage 3	297,0	8605.33	1.10	934.7	0.034	vérifiée
Etage 4	297,0	6449.25	1.00	775.77	0.028	vérifiée
Etage 5	297,0	4293.18	0.90	576.45	0.023	vérifiée
Etage 6	297,0	2137.1	0.70	327.21	0.015	vérifiée

Conclusion générale

Tous les critères de stabilité exigés par les règles RPA99/version 2003 sont satisfaits avec le modèle final de disposition des voiles de contreventement choisi pour les deux structures et présenté ci-dessous (Figures 4.4 (a) et (b)).

4.5. Justification du choix du coefficient du comportement dynamique

Le système de contreventement de la Structure I ($R = 3.5$) est constitué de voiles porteurs et de portiques en béton armé. Dans ce cas, et selon RPA 99/version 2003, les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

La Structure II ($R = 5$) est contreventé par un système mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Dans ce type de contreventement, les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Remarque

Pour vérifier les conditions des deux systèmes de contreventement, nous avons augmenté les sections des portiques comme suites :

- Poteaux : (45 x 45) cm² pour les deux structures.
- Poutres porteuse (principales) : (30 x 40) cm² pour la Structure I et (35 x 45) cm² pour la Structure II.
- Poutres non porteuses (secondaires) : (30 x 40) cm² pour la Structure I et (35 x 40) cm² pour la Structure II.

Les Tableaux 4.17 à 4.22 montrent le choix du coefficient de comportement dynamique pour les deux structures.

Tableau 4.17. Charge verticale supportée par les portiques et les voiles de la Structure I.

Charge verticale		Pourcentage repris			Condition
Portiques	Voiles	Total	Portiques (%)	Voiles (%)	
11181.3	7754.85	18936.15	59.05	41.95	Vérifiée

Tableau 4.18. Charge verticale supportée par les portiques et les voiles de la Structure II.

Charge verticale			Pourcentage repris		Condition
Portiques	Voiles	Total	Portiques (%)	Voiles (%)	
15533.46	3374.69	18908.15	82.15	17.85	Vérifiée

Tableau 4.19. Effort horizontal supporté par les voiles dans le sens X de la Structure I.

	Effort horizontal (KN)	Pourcentage (%)	Condition
Structure	2000.05	81% des efforts horizontaux sont supportés par les voiles	
Voiles	1623.40		

Tableau 4.20. Effort horizontal supporté par les voiles dans le sens Y de la Structure I.

	Effort horizontal (KN)	Pourcentage (%)	Condition
Structure	1924.83	86% des efforts horizontaux sont supportés par les voiles	Vérifiée
Voiles	1673.68		

Tableau 4.21. Effort horizontal supporté par les voiles dans le sens X de la Structure II.

	Effort horizontal (KN)	Pourcentage (%)	Condition
Structure	1198.31	98.05% des efforts horizontaux sont supportés par les voiles	Vérifiée
Voiles	1175.05		

Tableau 4.22. Effort horizontal supporté par les voiles dans le sens Y de la Structure II.

	Effort horizontal(KN)	Pourcentage (%)	Condition
Structure	1646.63	97.26 % des efforts horizontaux sont supportés par les voiles	Vérifiée
Voiles	1601.57		

CHAPITRE 05

Chapitre 05 : Ferrailage des éléments structuraux

5.1. Introduction

Le contreventement d'un bâtiment est constitué d'éléments verticaux assurant la stabilité de l'ouvrage sous l'action des sollicitations horizontales (forces sismique). Ces éléments refend plein ou avec ouvertures, portiques, noyau central, transmettent également les charges verticales aux fondations.

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le C.B.A93 et RPA99 /Version 2003).

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux qui sont les poutres, les poteaux et les voiles.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ❖ Les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
 - ✓ ELU : $1.35G + 1.5Q$
 - ✓ ELS : $G + Q$
- ❖ Les combinaisons données par les règles du R.P.A99 (version 2003) :
 - ✓ $G + Q \pm E$
 - ✓ $0.8G \pm E$

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

5.2. Ferrailage des poteaux

5.2.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux, ils constituent les points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les poteaux sont sollicités à la flexion composée (M, N).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue S.E.T.
- Section entièrement comprimée S.E.C.
- Section partiellement comprimée S.P.C.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

5.2.2. Recommandation selon RPA 99 (version 2003)

D'après le RPA99 (version 2003), pour une zone sismique II_b, les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochet.

Leur pourcentage est limité par :

$0.9\% < A_s/B < 3\%$ pour une zone courante (Z.C)

$0.9\% < A_s/B < 6\%$ pour une zone de recouvrement (Z.R)

Avec :

A_s : la section d'acier.

B : section du béton (cm²)

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- 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'extérieur des zones nodales.

5.2.3. Principe de calcul

Les poteaux vont être calculés en flexion composée, en considérant que le plus grand moment des deux moments orthogonaux agissant simultanément sur la section transversale du poteau.

A partir des combinaisons, on distingue les cas suivants :

- Effort normal maximum et moment correspondant (N_{max}, M_{corr}).
- Moment maximum et effort normal correspondant (M_{max}, N_{corr}).

Les deux combinaisons donnent une section d'acier. La section finale choisie correspondante à la valeur (cas plus défavorable).

5.2.4 Calculs du ferrailage

5.2.4.1 Situation accidentelle

Les Tableaux 5.1, 5.2, 5.3 et 5.4 ci-dessous récapitulent la section d'armatures des poteaux pour les deux structures sous la combinaison ($G + Q \pm E$).

Tableau 5.1. Sollicitations et section d'armatures des poteaux (N_{max} , M_{corr}) pour $R=3.5$

Niveau	Section	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_{s-c} calculée (cm ²)	A_s (min) (cm ²)
RDC+6	45x45	-1439.3	-36.647	S.E.T	15.64	20.34	18.22

Tableau 5.2. Sollicitations et section d'armatures des poteaux (N_{\max} , M_{corr}) pour $R=5$

Niveau	Section	N_{\max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	$A_{s\text{-calculée}}$ (cm ²)	A_s (min) (cm ²)
RDC+6	45X45	-1407.6	49.075	S.E.T	14.45	20.74	18.22

Tableau 5.3. Sollicitations et section d'armatures des poteaux (M_{\max} , N_{corr}) pour $R=3.5$

Niveau	Section	M_{\max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	$A_{s\text{-calculée}}$ (cm ²)	A_s (min) (cm ²)
RDC+6	45x45	107.182	-105.62	S.P.C	0	5.34	18.22

Tableau 5.4. Sollicitations et section d'armatures des poteaux (M_{\max} , N_{corr}) pour $R=5$

Niveau	Section	M_{\max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	$A_{s\text{-calculée}}$ (cm ²)	A_s (min) (cm ²)
RDC+6	45x45	138.644	203.43	S.P.C	0	6.29	18.22

Les Tableaux 5.5, 5.6, 5.7 et 5.8 ci-dessous récapitulent la section d'armatures des poteaux pour les deux structures et sous la combinaison (**0.8G ± E**).

Tableau 5.5. Section d'armatures des poteaux (N_{\max} , M_{corr}) pour $R=3.5$

Niveau	Section	N_{\max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	$A_{s\text{-calculée}}$ (cm ²)	A_s (min) (cm ²)
RDC+6	45x45	-1212.62	38.886	S.E.T	12.67	17.65	18.22

Tableau 5.6. Section d'armatures des poteaux (N_{\max} , M_{corr}) pour $R=5$

Niveau	Section	N_{\max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	$A_{s\text{-calculée}}$ (cm ²)	A_s (min) (cm ²)
RDC+6	45x45	-128.58	48.92	S.P.C	0	4.65	18.22

Tableau 5.7. Section d'armatures des poteaux (M_{\max} , N_{corr}) pour $R=3.5$

Niveau	Section	M_{\max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	$A_{s\text{-calculée}}$ (cm ²)	A_s (min) (cm ²)
RDC+6	45x45	95.845	70.1	S.P.C	0.00	5.04	18.22

Tableau 5.8. Section d'armatures des poteaux (M_{\max} , N_{corr}) pour $R=5$

Niveau	Section	M_{\max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	$A_{s\text{-calculée}}$ (cm ²)	A_s (min) (cm ²)
RDC+6	45x45	137.655	-115.34	S.P.C	0	10.04	18.22

5.2.4.2. Situation durable

Les Tableaux 5.9, 5.10, 5.11 et 5.12 ci-dessous récapitulent la section d'armatures des poteaux pour les deux structures sous la combinaison (1.35G + 1.5Q).

Tableau 5.9. Section d'armatures des poteaux ($N_{\max}, M_{\text{corr}}$) pour R=3.5

Niveau	Section	N_{\max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	$A_{s\text{-calculée}}$ (cm ²)	$A_{s\text{(min)}}$ (cm ²)
RDC+6	45x45	-1120.9	6.513	S.E.T	15.63	16.59	18.225

Tableau 5.10. Section d'armatures des poteaux ($N_{\max}, M_{\text{corr}}$) pour R=5

Niveau	Section	N_{\max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	$A_{s\text{-calculée}}$ (cm ²)	$A_{s\text{(min)}}$ (cm ²)
RDC+6	45x45	-1567.61	6.948	S.E.T	22.02	23.05	18.225

Tableau 5.11. Section d'armatures des poteaux ($M_{\max}, N_{\text{corr}}$) pour R=3.5

Niveau	Section	M_{\max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	$A_{s\text{-calculée}}$ (cm ²)	$A_{s\text{(min)}}$ (cm ²)
RDC+6	45x45	45.993	149.24	S.P.C	0.00	1.04	18.225

Tableau 5.12. Section d'armatures des poteaux ($M_{\max}, N_{\text{corr}}$) pour R=5

Niveau	Section	M_{\max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s\text{(min)}}$ (cm ²)
RDC+6	45x45	52.657	-160.02	S.P.C	0	6.08	11.025

5.2.5 Choix des armatures

Le choix final des armatures longitudinales des poteaux des deux structures est résumé dans les Tableaux 5.13 et 5.14 ci-dessous.

Tableau 5.13. Ferrailage des poteaux de la Structure I (R=3.5).

Niveau	Section	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s\text{-min}}$ (cm ²)	$A_{s\text{-max}}$ (Z-C)	$A_{s\text{-max}}$ (Z-R)	Choix	$A_{s\text{-adoptée}}$ (cm ²)
RDC+6	45x45		20.34	18.025	60.75	121.5	4T16+4T20	20.61

Tableau 5.14. Ferrailage des poteaux de la Structure II (R=5).

Niveau	Section	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s\text{-min}}$ (cm ²)	$A_{s\text{-max}}$ (Z-C)	$A_{s\text{-max}}$ (Z-R)	Choix	$A_{s\text{-adoptée}}$ (cm ²)
RDC+6	45x45	22.02	23.05	11.025	60.75	121.5	12T16	24.13

Commentaire

A partir des résultats de ferrailage présentés dans les Tableaux 5.13 et 5.14, on peut conclure que les poteaux du système de contreventement constitué par des voiles porteurs de la Structure I ($R=3.5$) présentent une réduction de section d'armatures d'environ 17% par rapport aux poteaux de la Structure II ($R=5$) contreventé par un système mixte assuré par des voiles et des portiques. En effet, les poteaux de la Structure I sont moins sollicités, et supportent que les charges verticales. Tandis que, les poteaux de la Structure II supportent la majorité des charges verticales en plus des charges horizontales dues au séisme.

5.2.6. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les Tableaux 5.15 à 5.18 présentent la vérification des contraintes à l'état limite de service (ELS) pour les deux structures en $R=3.5$ et en $R=5$ sous la combinaison ($G + Q$).

Tableau 5.15. Vérifications des contraintes cas (N_{max}, M_{corr}) pour $R=3.5$

Niveau	Section	N_{max} KN	M_{corr} KN.m	Sollicitation	σ_s MPa	σ_{bc} MPa	Vérification
R+6	45x45	-826.29	0	S.E.C	40,9	4.75	Vérifiée

Tableau 5.16. Vérifications des contraintes cas (N_{max}, M_{corr}) pour $R=5$

Niveau	Section	N_{max} KN	M_{corr} KN.m	Sollicitation	σ_s MPa	σ_{bc} MPa	Vérification
R+6	45x45	-1145.47	5.027	S.E.C	56.4	6.4	Vérifiée

Tableau 5.17. Vérifications des contraintes cas (M_{max}, N_{corr}) pour $R=3.5$

Niveau	Section	M_{max} KN.m	N_{corr} KN	Sollicitation	σ_s MPa	σ_{bc} MPa	Vérification
R+6	45x45	33.546	-109.23	S.E.C	30.7	2.38	Vérifiée

Tableau 5.18. Vérifications des contraintes cas (M_{max}, N_{corr}) pour $R=5$

Niveau	Section	M_{max} KN.m	N_{corr} KN	Sollicitation	σ_s MPa	σ_{bc} MPa	Vérification
R+6	45x45	38.365	-117.17	S.E.C	27.8	3.11	Vérifiée

5.2.7. Vérification de l'effort normal

Les Tableaux 5.19 et 5.20 donnent la vérification de sollicitation normale des poteaux. Il faut vérifier l'inégalité suivante :

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

N_d : effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_r : section brute.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Tableau 5.19. Vérification des sollicitations normales pour R= 3.5

Niveau	Section (cm ²)	N_d (KN)	v	Condition
6 ^{étage}	45x45	118.22	0.023	Vérifiée
5 ^{étage}	45x45	241.63	0.05	Vérifiée
4 ^{étage}	45x45	366.34	0.07	Vérifiée
3 ^{étage}	45x45	492.68	0.09	Vérifiée
2 ^{étage}	45x45	620.74	0.12	Vérifiée
1 ^{étage}	45x45	753.55	0.15	Vérifiée
RDC	45x45	826.29	0.16	Vérifiée

Tableau 5.20. Vérification de sollicitation normale pour R=5

Niveau	Section (cm ²)	N_d (KN)	v	Condition
6 ^{étage}	45x45	162.57	0.032	Vérifiée
5 ^{étage}	45x45	326.77	0.07	Vérifiée
4 ^{étage}	45x45	493.89	0.09	Vérifiée
3 ^{étage}	45x45	660.39	0.13	Vérifiée
2 ^{étage}	45x45	830.87	0.16	Vérifiée
1 ^{étage}	45x45	1002.83	0.19	Vérifiée
RDC	45x45	1145.39	0.22	Vérifiée

5.2.8. Vérification de l'effort tranchant

Les Tableaux 5.21 et 5.22 donnent la vérification vis-à-vis de l'effort tranchant des poteaux. Il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \tau_u$$

Avec :

T_u : effort tranchant à ELU.

b : largeur de la section du poteau.

d : hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : contrainte de cisaillement.

τ : contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte τ doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Selon le CBA 93 :

$$\tau_u = \text{Min}(0.13f_{c28}, 5\text{MPa}) \text{ Si la fissuration est peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \text{Min}(0.10f_{c28}, 4\text{MPa}) \text{ Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

- Selon RPA99 (version 2003) : $\tau_u = \rho_d f_{c28}$

$$\rho_d = 0.075 \quad \text{si l'élanement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0.04 \quad \text{si l'élanement } \lambda < 5$$

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{et} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$* \text{ Pour une section carrée : } \lambda = \frac{l_f}{a} \cdot \sqrt{12}$$

Avec :

λ : L'élanement 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 ($L_f = 0.7L_0$).

Les résultats sont regroupés dans les Tableaux 5.21 et 5.22 suivant :

Tableau 5.21. Vérification de la contrainte de cisaillement des poteaux de la Structure I.

Niveau	Section	T_u (KN)	τ_u	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u(RPA)$	$\bar{\tau}_u$ (BAEL)	Vérification
RDC	45x45	40.1	0.22	16	0.075	1.875	2.5	Vérifiée
01	45x45	39.3	0.21	16.47	0.075	1.875	2.5	Vérifiée
02	45x45	36.8	0.20	16.47	0.075	1.875	2.5	Vérifiée
03	45x45	27.56	0.15	16.47	0.075	1.875	2.5	Vérifiée
04	45x45	24.9	0.14	16.47	0.075	1.875	2.5	Vérifiée

05	45x45	19.76	0.10	16.47	0.075	1.875	2.5	Vérifiée
06	45x45	16.8	0.09	16.47	0.075	1.875	2.5	Vérifiée

Tableau 5.22. Vérification de la contrainte de cisaillement des poteaux de la Structure II.

Niveau	Section	T_u (KN)	τ_u	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u(RPA)$	$\bar{\tau}_u$ (BAEL)	Vérification
RDC	45x45	41.65	0.23	16	0.075	1.875	2.5	Vérifiée
01	45x45	40.57	0.22	16.47	0.075	1.875	2.5	Vérifiée
02	45x45	35.48	0.19	16.47	0.075	1.875	2.5	Vérifiée
03	45x45	29.9	0.16	16.47	0.075	1.875	2.5	Vérifiée
04	45x45	21.60	0.12	16.47	0.075	1.875	2.5	Vérifiée
05	45x45	17.18	0.09	16.47	0.075	1.875	2.5	Vérifiée
06	45x45	15.33	0.08	16.47	0.075	1.875	2.5	Vérifiée

5.2.9. Ferrailage transversal des poteaux

Les poteaux sont armés par des aciers longitudinaux et des cadres transversaux destinés à limiter le flambement. Les cadres transversaux sont espacés régulièrement et resserrés dans les zones de recouvrement avec les aciers en attente.

Les armatures transversales sont déterminées par la formule suivante, recommandée

Par le RPA99 (version 2003) :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_d T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : section d'armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

$f_e = 400 MPa$: contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_d : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_d = 2.5 \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

$$\lambda_g : \text{L'élancement géométrique} \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

L'espace des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t = 10\text{cm} \quad \text{Zone nodale (zone IIb).}$$

$$S_t \leq \min (b/2, h/2, 10\phi) \quad \text{Zone courante (zone IIb).}$$

ϕ : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suite :

$$0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \text{ et } 0.8\% \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ on fait une interpolation entre les valeurs trouvées dans les deux cas précédents.

Tableau 5.23. Espacement maximale selon RPA99/version 2003 pour R=3.5

Niveau	Section	Barres	ϕ (mm)	S_t (mm)	
				ZN	Z.C
RDC+6	45x45	4T20+4T16	16	10	20

Tableau 5.24. Espacement maximale selon RPA99/version 2003 pour R=5

Niveau	Section	Barres	ϕ (mm)	S_t (mm)	
				ZN	Z.C
RDC+6	45x45	8T16	16	10	20

Tableau 5.25. Choix des armatures transversales pour les poteaux de la Structure I.

Niveau	Section	Lf	λ_g	ρ_a	Tu^{\max} (KN)	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{ado} (cm ²)
RDC	45x45	224	4,97	3,75	40,1	N	10	0.85	4T10	3.14
1 ^{er} → 6	45x45	207,9	4,62	3,75	39,3	N	10	0,818	4T10	3.14
RDC	45x45	224	4,97	3,75	40,1	C	20	1,67	4T10	3.14
1 ^{er} → 6	45x45	207,9	4,62	3,75	39,3	C	20	1,63	4T10	3.14

Tableau 5.26. Choix des armatures transversales pour les poteaux de la Strcutre II.

Niveau	Section	Lf	λ_g	ρ_a	Tu^{\max} (KN)	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{ado} (cm ²)
RDC	45x45	224	4,97	3,75	41,65	N	10	0,86	4T10	3,14
1 ^{er} → 6	45x45	207,9	4,62	3,75	40,57	N	10	0,84	4T10	3,14
RDC	45x45	224	4,97	3,75	41,65	C	20	1,73	4T10	3,14
1 ^{er} → 6	45x45	207,9	4,62	3,75	40,57	C	20	1,69	4T10	3,14

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ minimums.

5.2.10. Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi$ en zone II_b.

Pour :

$$\phi = 16 \text{ mm} \dots\dots\dots L_r = 80 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \dots\dots\dots L_r = 70 \text{ cm.}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \dots\dots\dots L_r = 60 \text{ cm.}$$

Longueur de la zone nodale est donnée par :

$$H' = \max (h_e/6; b; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm.}$$

Les Figure 5.1 et 5.2 présentent le ferrailage des poteaux en R=3.5 et en R=5.

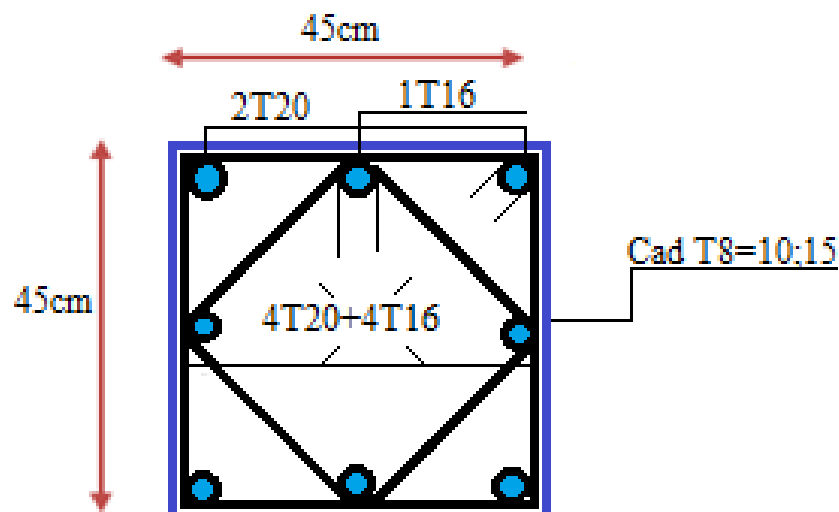


Figure 5.1. Ferrailage des poteaux (R=3.5)

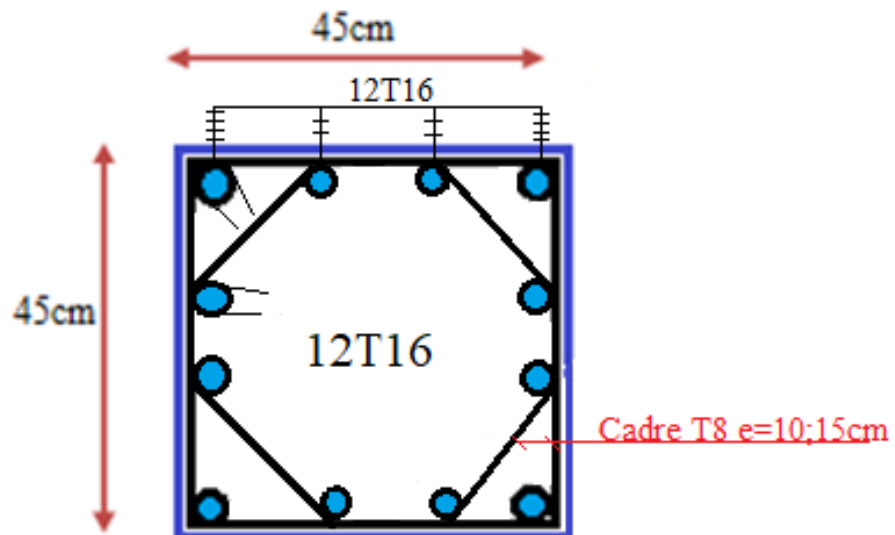


Figure 5.2. Ferrailage des poteaux (R=5)

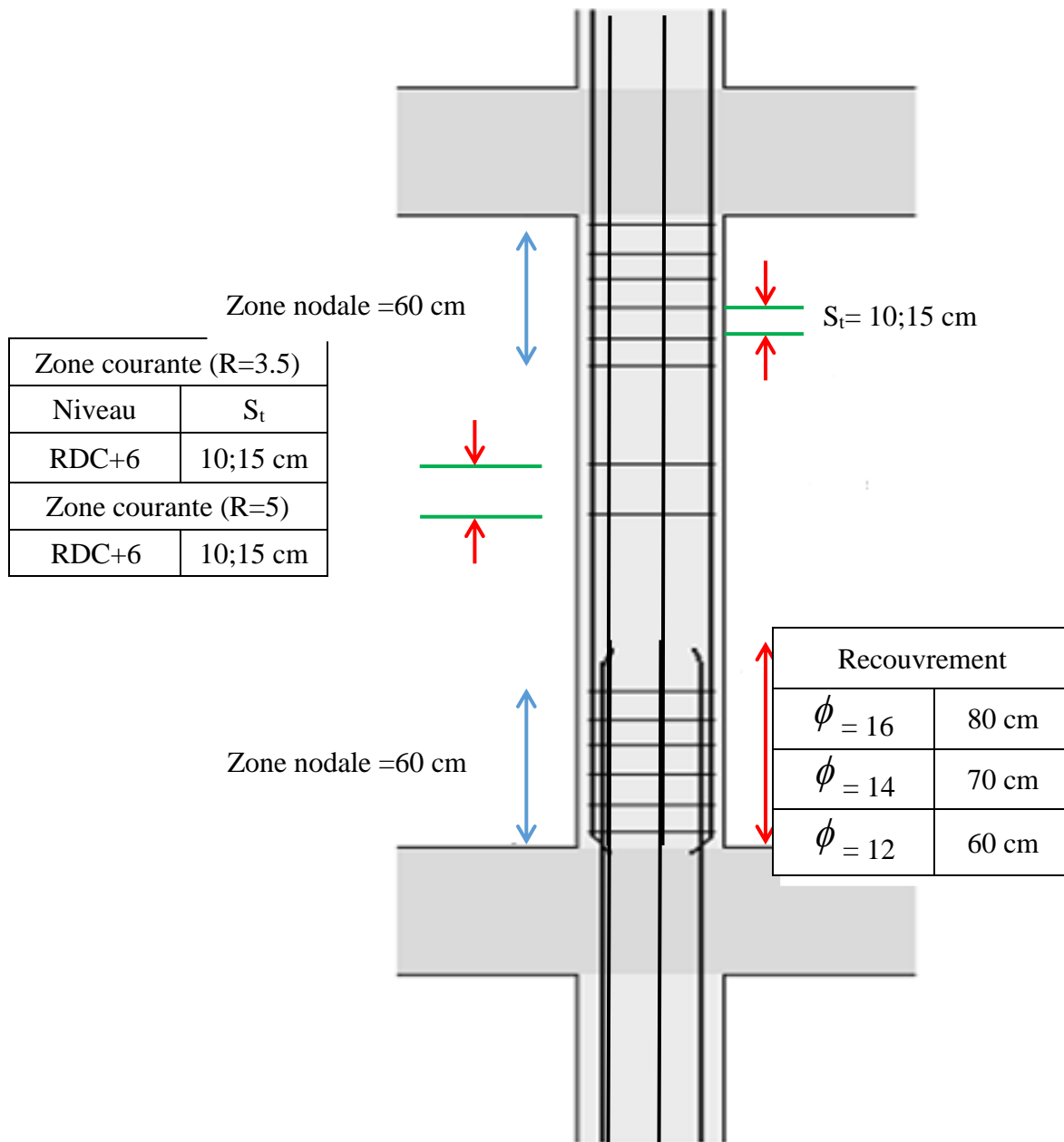


Figure 5.1. Disposition des armatures des poteaux.

5.2. Ferrailage des poutres

5.2.1. Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les charges aux poteaux. Elles sont sollicitées en flexion simple et ferrillées à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux situations.

5.2.2. Combinaisons d'actions

En fonction du type de sollicitation, on a :

- ✓ Combinaisons exigées par le " **CBA 93** " :
 - E.L.U: situation durable $1.35 G + 1.5 Q$
 - E.L.S: situation durable $G + Q$
- ✓ Combinaisons exigées par le " **RPA 99 version 2003** " :
 - Situation accidentelle : $G + Q \pm E$

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

La section finale des armatures sera calculée suivant toutes les combinaisons en considérant M_a^{\max} et M_t^{\max} .

5.2.3. Recommandations selon RPA99 (version 2003)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de $0.5\%B$ en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est :
 - ✓ 4% en zone courante.
 - ✓ 6% en zone nodale.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ en zone II_b .

5.2.4. Calcul de ferrailage

Les résultats des efforts sont donnés par le logiciel ETABS. Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants (la section minimale exigé par RPA99 (version 2003) et pris en considération dans le choix des armatures).

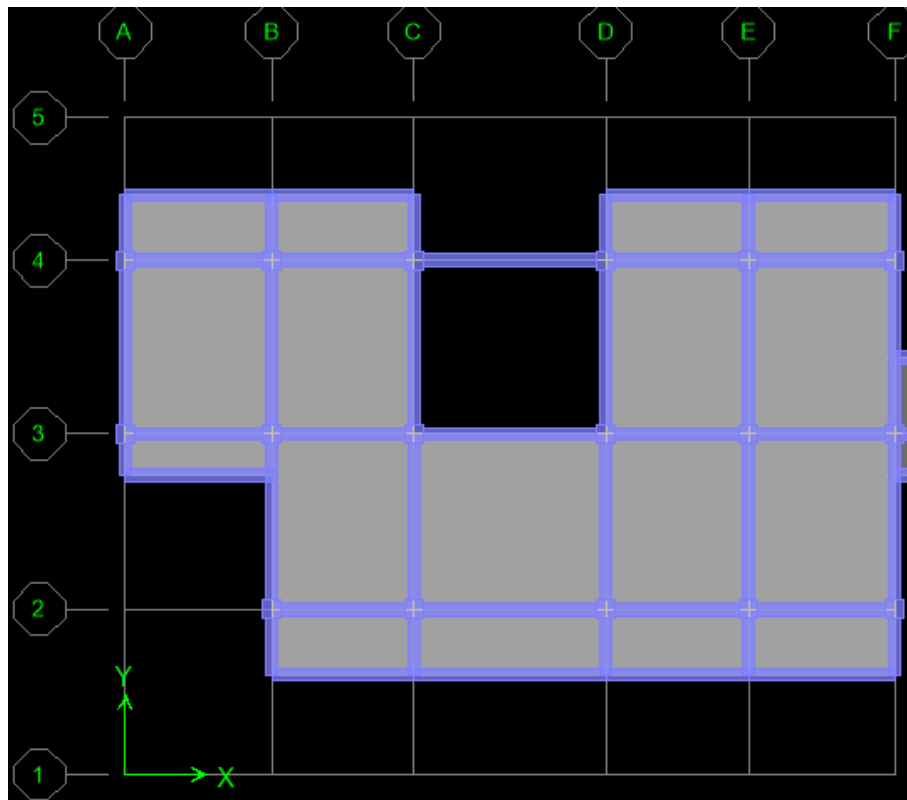


Figure 5.2. Axes et files des poutres.

5.2.5. Présentation des résultats

Les Tableaux ci-dessous regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée pour chaque type de poutre sous les différentes combinaisons.

5.2.5.1. Poutre porteuses

Les Tableaux 5.27 et 5.28 donnent le choix de ferrailage des poutres porteuses pour les deux structures, en situation durable sous la combinaison $1.35G + 1.5Q$

Tableau 5.27. Ferrailage des poutres porteuses de la Structure I en situation durable.

Axe	Section (cm ²)	Position	M _{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)	Choix (cm ²)
A	30x40	Travée	21.903	1.74	0	3T12 (3.39)
		Appui	35.779	2.87	0	4T14 (6.16)
B	30x40	Travée	32.14	2.57	0	3T12 (3.39)
		Appui	52.974	4.33	0	4T14 (6.16)
C	30x40	Travée	38.847	3.13	0	3T12 (3.39)
		Appui	60.899	5.02	0	4T14 (6.16)
D	30x40	Travée	38.94	3.14	0	3T12 (3.39)
		Appui	62.014	5.12	0	4T14 (6.16)

E	30x40	Travée	32.34	2.59	0	3T12 (3.39)
		Appui	59.239	4.87	0	4T14 (6.16)
F	30x40	Travée	23.195	1.84	0	3T12 (3.39)
		Appui	36.227	2.91	0	4T14 (6.16)

Tableau 5.28. Ferrailage des poutres porteuses de la Structure II en situation durables

Axe	Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	Choix (cm ²)
A	35x45	Travée	22.952	1.27	0	3T12 (3.39)
		Appui	40.137	2.25	0	3T12 (3.39)
B	35x45	Travée	34.563	1.93	0	3T12 (3.39)
		Appui	52.415	2.96	0	3T12 (3.39)
C	35x45	Travée	41.12	2.31	0	3T12 (3.39)
		Appui	63.41	3.61	0	3T12 (3.39)
D	35x45	Travée	41.651	2.34	0	3T12 (3.39)
		Appui	62.871	3.58	0	3T12 (3.39)
E	35x45	Travée	35.179	1.97	0	3T12 (3.39)
		Appui	57.53	3.26	0	3T12 (3.39)
F	35x45	Travée	24.049	1.34	0	3T12 (3.39)
		Appui	41.076	2.31	0	3T12 (3.39)

Les Tableaux 5.29 et 5.30 donnent le choix de ferrailage des poutres porteuses pour les deux structures, en situation accidentelle sous la combinaison G+Q±E.

Tableau 5.29. Ferrailage des poutres porteuses de la Section I en situation accidentelle.

Axe	Section (cm ²)	Position	M _{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	Choix (cm ²)
A	30x40	Travée	71.669	7.66	0	6T14 (9.24)
		Appui	101.376	11.1	0	6T16 (12.06)
B	30x40	Travée	31.692	9.40	0	6T14 (9.24)
		Appui	79.979	12.02	0	6T16 (12.06)
C	30x40	Travée	31.692	3.28	0	6T14 (9.24)
		Appui	79.979	8.58	0	6T16 (12.06)
D	30x40	Travée	31.924	2.21	0	6T14 (9.24)

		Appui	76.391	5.46	0	6T16 (12.06)
E	30x40	Travée	50.18	3.99	0	6T14 (9.24)
		Appui	83.44	7.05	0	6T16(12.06)
F	30x40	Travée	115.032	8.5	0	6T14 (9.24)
		Appui	69.44	5.78	0	6T16 (12.06)

Tableau 5.30. Ferrailage des poutres porteuses de la Section II en situation accidentelle.

Axe	Section (cm ²)	Position	M _{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	Choix (cm ²)
A	35x45	Travée	160.101	10.34	0	6T16 (12.06)
		Appui	175.33	11.42	0	6T16 (12.06)
B	35x45	Travée	44.814	6.01	0	6T16 (12.06)
		Appui	96.428	2.72	0	6T16 (12.06)
C	35x45	Travée	46.542	2.83	0	6T16 (12.06)
		Appui	109.395	6.87	0	6T16 (12.06)
D	35x45	Travée	51.2577	3.12	0	6T16 (12.06)
		Appui	110.038	6.91	0	6T16 (12.06)
E	35x45	Travée	59.943	3.67	0	6T16(12.06)
		Appui	118.46	7.47	0	6T16 (12.06)
F	35x45	Travée	39.65	3.20	0	6T16 (12.06)
		Appui	89.47	7.61	0	6T16 (12.06)

5.2.5.2. Poutre non porteuses

Les Tableaux 5.31 et 5.32 donnent le choix de ferrailage des poutres non porteuses pour les deux structures, en situation durable sous la combinaison 1.35G +1.5Q

Tableau 5.31. Ferrailage des poutres non porteuses de la Structure I en situation durable.

Axe	Section (cm ²)	Position	M _{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	Choix (cm ²)
1	30x40	Travée	7.561	0.59	0	5T14 (7.70)
		Appui	10.067	0.79	0	2T16 (4.02)
2	30x40	Travée	83.445	7.05	0	5T14 (7.70)
		Appui	48.558	3.95	0	2T16 (4.02)
3	30x40	Travée	27.109	2.16	0	5T14 (7.70)
		Appui	-29.744	2.38	0	2T16 (4.02)

4	30x40	Travée	11.78	0.93	0	5T14 (7.70)
		Appui	17.889	1.41	0	2T16 (4.02)
5	30x40	Travée	4.877	0.38	0	5T14 (7.70)
		Appui	5.696	0.44	0	2T16 (4.02)

Tableau 5.32. Ferrailage des poutres non porteuses de la Structure II en situation durable.

Axe	Section	Position	$M_{max}(kN.m)$	$A_s (cm^2)$	$A_s'(cm^2)$	Choix (cm^2)
1	35x40	Travée	8.239	0.64	0	3T12 (3.39)
		Appui	10.776	0.84	0	4T14 (6.16)
2	35x40	Travée	44.927	3.62	0	3T12 (3.39)
		Appui	73.563	6.08	0	4T14 (6.16)
3	35x40	Travée	42.29	3.4	0	3T12 (3.39)
		Appui	66.85	5.19	0	4T14 (6.16)
4	35x40	Travée	23.137	1.83	0	3T12 (3.39)
		Appui	28.59	2.27	0	4T14 (6.16)
5	35x40	Travée	5.306	0.41	0	3T12 (3.39)
		Appui	6.129	0.48	0	4T14 (6.16)

Les Tableaux 5.33 et 5.34 donnent le choix de ferrailage des poutres non porteuses pour les deux structures, en situation accidentelle sous la combinaison $G+Q+E$.

Tableau 5.33. Ferrailage des poutres non porteuses de la Structure I en situation accidentelle.

Axe	Section	Position	$M_{max} (kN.m)$	$A_s (cm^2)$	$A_s' (cm^2)$	Choix (cm^2)
1	30x40	Travée	25.003	2.58	0	6T16(12.06)
		Appui	32.58	3.38	0	6T14(9.24)
2	30x40	Travée	101.036	11.06	0	6T16(12.06)
		Appui	80.885	8.62	0	6T14(9.24)
3	30x40	Travée	51.703	5.44	0	6T16(12.06)
		Appui	56.98	6.02	0	6T14(9.24)
4	30x40	Travée	26.91	2.15	0	6T16(12.06)
		Appui	58.81	4.83	0	6T14(9.24)
5	30x40	Travée	32.928	3.42	0	6T16(12.06)
		Appui	40.141	4.19	0	6T14(9.24)

Tableau 5.34. Ferrailage des poutres non porteuses de la Structures II en situation accidentelle.

Axe	Section	Position	M_{\max} (KN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	Choix (cm ²)
1	35x40	Travée	23.135	2.38	0	6T16(12.06)
		Appui	31.50	3.25	0	6T16(12.06)
2	35x40	Travée	8.418	0.86	0	6T16(12.06)
		Appui	116.10	10.1	0	6T16(12.06)
3	35x40	Travée	92.42	9.93	0	6T16(12.06)
		Appui	91.24	7.69	0	6T16(12.06)
4	35x40	Travée	71.846	7.21	0	6T16(12.06)
		Appui	80.885	8.62	0	6T16(12.06)
5	35x40	Travée	46.763	4.88	0	6T16(12.06)
		Appui	54.684	5.73	0	6T16(12.06)

Commentaire

A partir des résultats de ferrailage présentés dans les Tableaux 5.27 à 5.34, on peut déduire que le ferrailage longitudinal des poutres porteuses (principales) et non porteuses (secondaires) dans la zone de flexion (zone tendue) est le même dans les deux structures en cas de situation durable sous la combinaison $1.35G + 1.5Q$. Cependant, dans le cas de situation accidentelle sous l'effet des efforts sismiques et la combinaison $G+Q\pm E$, le ferrailage longitudinal dans la zone tendue (en travée) des poutres non porteuses reste le même pour les deux structures, car ces poutres ne participent pas aux résistances des efforts sismiques.

Par contre, dans la Structure II, nous avons enregistré une augmentation de 30% de la section d'acier dans la zone tendue des poutres porteuses par rapport à la Structure I (de 9.24 cm² à 12.06 cm²). En effet, dans la Structure I, le système de contreventement est constitué par voiles porteurs, et on considère que les sollicitations horizontales dues aux efforts sismiques sont reprises uniquement par les voiles. Par contre, dans la Structure II, le système de contreventement est mixte (voiles-portiques) et les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques (poutres-poteaux).

5.2.4. Condition de non fragilité

La vérification à la condition de non fragilité est présentée au Tableau 5.35.

La relation suivante doit être vérifiée : $A_s \geq A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$

Tableau 5.35. Vérification de la condition de non fragilité.

Structure I (R=3.5)				Structure II (R=5)			
Section (cm)	As (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	Vérification	Section (cm)	As (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	Vérification
30x40	13.49	1.3	CV	35x45	14.39	1.71	CV
30x40	16.16	1.3	CV	35x45	15.78	1.71	CV
30x40	21.47	1.3	CV	35x40	9.93	1.52	CV
30x40	21.83	1.3	CV	35x40	17.58	1.52	CV

5.2.5. Vérification à l'ELS

Les vérifications des contraintes du béton et de l'acier à l'ELS sont présentées dans le Tableau 5.36. Pour le béton on doit vérifier que :

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

Pour l'acier on doit vérifier que: $\sigma_{st} = \frac{nM_{ser}}{I} (d-y) \leq \bar{\sigma}_s$

y : position de l'axe neutre déterminée par l'équation suivante : $\frac{b.y}{2} - nA_s(d-y) = 0$

I : moment d'inertie calculé par la formule suivante : $I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s(d-y)^2$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Tableau 5.36. Vérification des contraintes des poutres porteuses.

Poutre	Section	M (KN.m)	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_{st} MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Condition	
Porteuse (R=3.5)	30x40	M _{a (max)}	45.34	5,98	15	118,6	201,63	Vérifiée
		M _{t (max)}	28.30	3,73	15	74,05	201,63	Vérifiée
Non porteuse (R=3.5)	30x40	M _{a (max)}	35.403	4,67	15	92,64	201,63	Vérifiée

		M_t (max)	60.864	8,03	15	159,26	201.63	Vérifiée
Porteuse (R=5)	35x45	M_a (max)	46.33	4,44	15	105,05	201.63	Vérifiée
		M_t (max)	30.90	5,83	15	138,01	201.63	Vérifiée
Non porteuse (R=5)	35x40	M_a (max)	53.659	6,36	15	139,12	201.63	Vérifiée
		M_t (max)	32.75	3,88	15	84.91	201.63	Vérifiée

5.2.6. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte ultime de cisaillement doit être inférieure à la contrainte admissible :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u : effort tranchant ultime.

b : largeur de la section de la poutre.

d : hauteur utile de la poutre.

$$\tau_u = \min(0.10f_{c28}; 4MPa) = 2.5MPa \text{ (fissuration préjudiciable).}$$

Tableau 5.37. Vérification de la contrainte de cisaillement.

Poutre	Section	T_u^{\max} (KN)	τ_u MPa	$\bar{\tau}_u$ MPa	Vérification
Porteuse (R=3.5)	30x40	97.33	0.9	2.5	vérifiée
Non porteuse (R=3.5)	30x40	110.24	1.02	2.5	vérifiée
Porteuse (R=5)	35x45	99.94	0.70	5	vérifiée
Non porteuse (R=5)	35x40	81.3	0.64	5	Vérifiée

5.2.7. Calcul de ferrailage transversal des poutres

Les armatures transversales est de type haute adhérence et de nuance F_eE400 ($f_e=400$ MPa).

- Selon le BAEL91 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 RPA99 (version 2003)

$$\begin{cases} A_t = 0.003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi; \frac{b}{10}\right) = 1.14 \text{ cm}$$

On prend : $\Phi_t = 8$ mm

Les résultats de calcul sont résumés dans les Tableaux ci-dessous. Les armatures transversales est constituées des barres de T8 pour les poutres porteuses et non porteuses dans les deux types de structures étudiées.

Tableau 5.38. Choix des armatures transversales des poutres porteuses de la Structure I.

Niveau (étage)	Axe	T _u ^{max} (KN)	τ_u MPa	BEAL	RPA		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	Choix
				S _t (cm)	S _t (cm) ZN	S _t (cm) ZC	ZN	ZC		
Tous les niveaux	A	55.29	0.51	32.4	10	20	10	15	2.92	6T8
	B	74.72	0.7	32.4	10	20	10	15	2.92	6T8
	C	97.26	0.9	32.4	10	20	10	15	2.92	6T8
	D	97.33	0.901	32.4	10	20	10	15	2.92	6T8
	E	75.38	0.7	32.4	10	20	10	15	2.92	6T8
	F	55.3	0.51	32.4	10	20	10	15	2.92	6T8

Tableau 5.39. Choix des armatures transversales des poutres porteuses de la Structure II.

Niveau (étage)	Axe	T_u^{\max} (KN)	τ_u MPa	BEAL	RPA		S_t^{adp} (cm)		A_t^{\max} (cm ²)	Choix
				S_t (cm)	S_t (cm) ZN	S_t (cm) ZC	ZN	ZC		
Tous les niveaux	A	58.53	0.412	32.4	10	20	10	15	2.92	6T8
	B	87.73	0.62	32.4	10	20	10	15	2.92	6T8
	C	99.94	0.70	32.4	10	20	10	15	2.92	6T8
	D	97.22	0.68	32.4	10	20	10	15	2.92	6T8
	E	87.21	0.62	32.4	10	20	10	15	2.92	6T8
	F	60.71	0.042	32.4	10	20	10	15	2.92	6T8

Tableau 5.40. Choix des armatures transversales des poutres non porteuses de la Structure I.

Niveau (étage)	File	T_u^{\max} (KN)	τ_u (MPa)	BEAL	RPA		S_t^{adp} (cm)		A_t^{\max} (cm ²)	Choix
				S_t (cm)	S_t (cm) ZN	S_t (cm) ZC	ZN	ZC		
Tous les niveaux	1	16.53	0.153	32.40	10	20	10	15	2.92	6T8
	2	110.24	1.02	32.40	10	20	10	15	2.92	6T8
	3	34.95	0.32	32.40	10	20	10	15	2.92	6T8
	4	11.91	0.110	32.40	10	20	10	15	2.92	6T8
	5	12.05	0.111	32.40	10	20	10	15	2.92	6T8

Tableau 5.41. Choix des armatures transversales des poutres non porteuses de la Structure II.

Niveau (étage)	File	T_u^{\max} (KN)	τ_u MP a	BEAL	RPA		S_t^{adp} (cm)		A_t^{\max} (cm ²)	Choix
				S_t (cm)	S_t (cm) ZN	S_t (cm) ZC	ZN	ZC		
Tous les niveaux	1	18.03	0.143	32.40	10	20	10	15	2.92	6T8
	2	81.3	0.64	32.40	10	20	10	15	2.92	6T8
	3	63.54	0.50	32.40	10	20	10	15	2.92	6T8
	4	20.54	0.16	32.40	10	20	10	15	2.92	6T8
	b	13.1	0.10	32.40	10	20	10	15	2.92	6T8

5.2.8. Recouvrement des armatures longitudinales

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50 \phi$ en zone II_b.

Pour :

$$\phi = 20 \text{ mm} \dots\dots\dots L_r = 100 \text{ cm.}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \dots\dots\dots L_r = 80 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \dots\dots\dots L_r = 70 \text{ cm.}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \dots\dots\dots L_r = 60 \text{ cm.}$$

5.2.9. Arrêt des barres

$$\text{Armatures inférieures : } h \leq \frac{L L^{MAX}}{10 \cdot 4} \left\{ \begin{array}{l} \text{Appuis en travée de rive.} \end{array} \right.$$

$$\text{Armatures supérieures : } h' \geq \frac{L^{MAX}}{5} \left\{ \begin{array}{l} \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

Avec :

$$L = \max (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$$

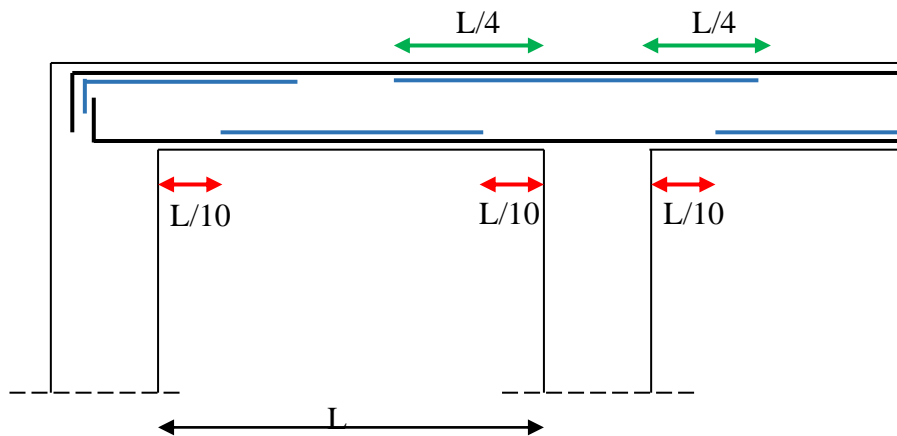


Figure 5.3. Arrêt des barres.

5.2.10. Vérification de la flèche

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

Tel que :

- Poutre porteuse (B38) : $L = 420 \text{ cm}$

- $\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} = 0.92 \text{ cm}$

- Poutre non porteuse (B12) : $L = 355 \text{ cm}$

- $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0.71 \text{ cm}$

-

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre 'y₁' :
$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

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

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

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

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

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 les Tableaux 5.42 et 5.43.

Tableau 5.42. Moment d'inertie fictif des poutres de la Structure I.

	M_{Ser} KN.m	A_s (cm ²)	y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
P.P*	45.34	12.06	11.5	0.015	77.93	1.4	0.46	120734.1	80783.156	73439.23
P.N.P**	60.86	12.06	11.5	0.02	77.44	1.05	0.56	120734.1	83631.93	76029.03

Tableau 5.43. Moment d'inertie fictif des poutres de la Structure II.

	M_{ser} KN.m	A_s (cm ²)	y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_t	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
P.P	46.33	12.06	12.24	0.011	72.79	1.9	0.38	126928	81080.60	73709.63
P.N.P	53.65	12.06	11.07	0.013	84.77	1.6	0.43	149223.6	97242.86	88402.60

* P.P : Poutre porteuse. ** P.N.P : Poutre non porteuse.

- Calcul des modules de déformation :

$$E_t = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

- Fleche due aux déformations instantanées : $f_{il} = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_t I_{fi}}$
- Fleche due aux déformations différées : $f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$

Les résultats sont récapitulés dans les Tableaux 5.44 et 5.45

Tableau 5.44. Vérification de la flèche des poutres de la Structure I.

	L (cm)	f_i (mm)	f_v	f (mm)	\bar{f} (mm)	Condition
P.P	420	3.07	3.38	10	9.2	Vérifiée
P.N.P	355	2.85	2.46	8.9	7.1	Vérifiée

Tableau 5.45. Vérification de la flèche des poutres de la Structure II.

	L (cm)	f_i (mm)	f_v	f (mm)	\bar{f} (mm)	Condition
P.P	420	3.13	3.44	6.1	9.2	Vérifiée
P.N.P	355	2.28	2.51	8.9	7.1	Vérifiée

Les schémas de ferrailage des poutres sont présentés sur les Tableaux 5.46 ,5.47 et 5.48.5.49.

• Poutres porteuses

Tableau 5.46. Ferraillage des poutres porteuses de la Structure I (R=3.5)

Etage	Ferraillage	
	En travée	En appui
R+6		

Tableau 5.47. Ferraillage des poutres porteuses de la Structure II (R=5).

Etage	Ferraillage	
	En travée	En appui
R+6		

• **Poutres non porteuses**

Tableau 5.48. Ferrailage des poutres non porteuses de la Structure I (R = 3.5).

Etage	Ferrailage	
	En travée	En appui
R+6		

Tableau 5.49. Ferrailage des poutres non porteuses de la Structure II (R=5).

Etage	Ferrailage	
	En travée	En appui
R+6		

5.3. Ferrailage des voiles

5.3.1. Introduction

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable.

Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par portiques.

Les avantages importants que présente leur utilisation par rapport aux structures en portiques sont :

- augmente la rigidité de construction.
- grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux.
- lors de nombreux séismes modérés, les faibles déplacements latéraux permettent de réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles.
- la masse élevée des voiles permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité calorifique du béton confère au bâtiment une inertie thermique appréciable.
- Une construction à voiles en béton armé est souvent plus économique qu'une construction à portiques, puisque les voiles remplacent à la fois les poteaux, les poutres et les cloisons, et on économise ainsi les aciers.

5.3.2. Notions sur le ferrailage des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base.

Le voile est sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

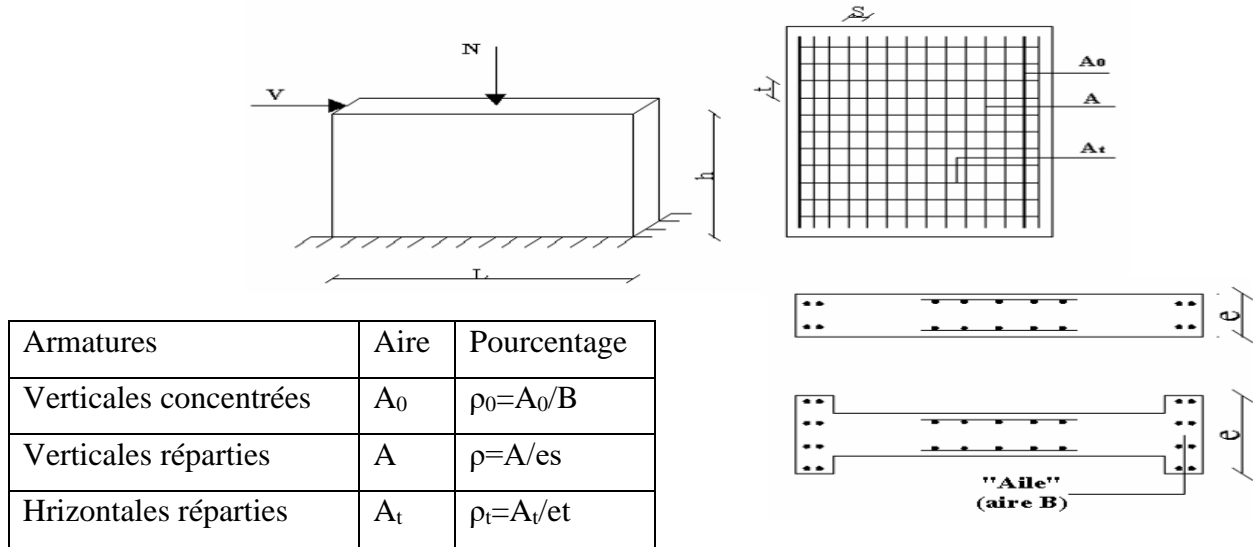


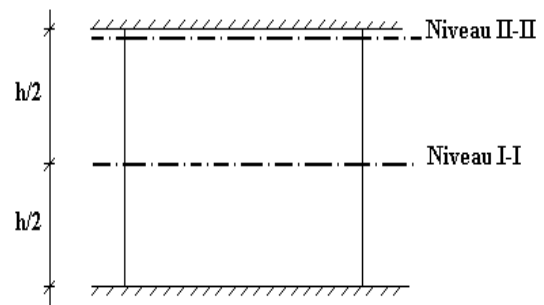
Figure 5.4. Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.

5.3.2.1. Niveaux de vérification

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi-hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{ulim}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{ulim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.



5.3.2.2. Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA99 modifié en 2003)

❖ Aciers verticaux

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2 %.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

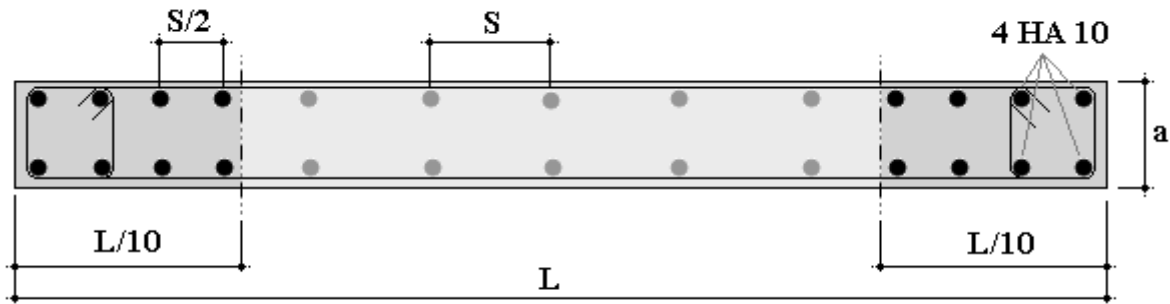


Figure 5.3. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

❖ Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

❖ Règles communes

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0.15 %
 - En zone courante 0.10 %
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
$$S \leq \begin{cases} 1.5a \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A=1.1\frac{V}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

5.3.2.3. Méthode de calcul de ferrailage des voiles

On calcule les contraintes maximales et minimales par la formule de NAVIER

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{MV}{I}$$

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 ferrailage en à 3 cas :

1^{er} 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^{em} cas :

- ✚ Si $(\sigma_1; \sigma_2) \leq 0$la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée) 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 ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{\min} = 0.20\% .a.L$ on ferraille avec A_v .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimale est suivant :

$$A_h = 0.15\% .a.100 (1ml)$$

3^{em} cas :

- ✚ Si σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcul 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)

$$\tau_b = \frac{T}{ad} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 4MPa$$

Avec : $\bar{T} = 1.4T$

T : effort tranchant du au séisme.

a : épaisseur du voile.

d = 0.9h. h : hauteur total de la section.

$\bar{\tau}_b$: Contraintes admissible du béton.

Le pourcentage minimal total des armatures données par RPA 2003 :

$$\tau_b \leq 0.025f_{c28} = 0.5MPa \rightarrow A = 0.15\% a.lm$$

$$\tau_b > 0.025f_{c28} = 0.5MPa \rightarrow A = 0.25\% a.lm$$

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 : $A_{vj} = 1.1 \cdot \frac{V}{f_e} \times \frac{x}{L}$

V : L'effort tranchant dans la section considérée

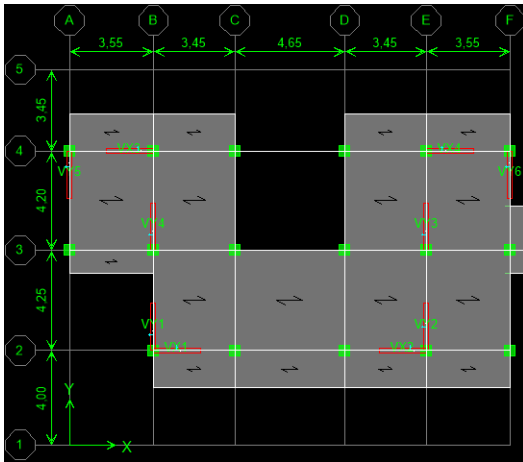
X : Longueur de la zone tendue

L : Longueur du voile

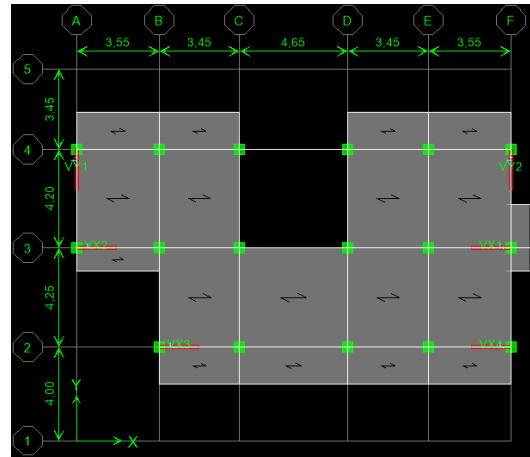
Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaire à la face du voile sont des épingles au nombre au moins 4 épingles au mètre carrée, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.



(a): Structure I



(b) : Structure II

Figure 5.4. Dispositif des voiles de contreventement dans la structure.

Un exemple de calcul de ferrailage des voiles pleins avec poteau (en forme de L) des deux structures est présenté dans l'Annexe A et B.

Les Figures 5.5 et 5.6 montrent les schémas de ferrailage de ces voiles.

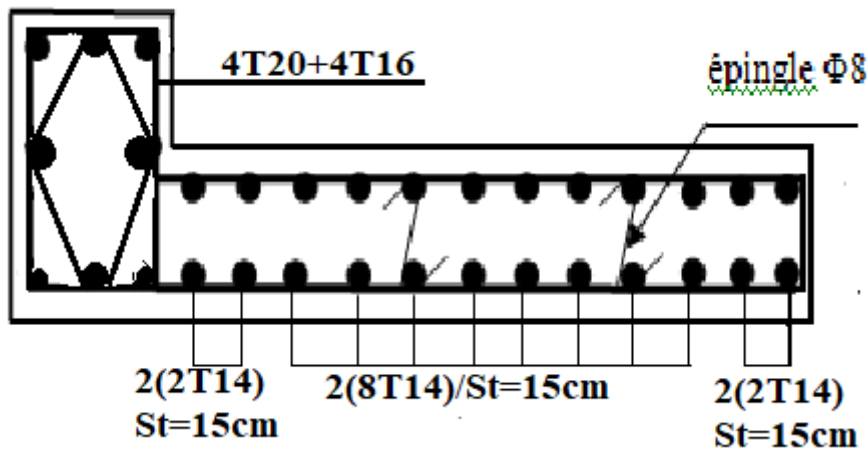


Figure 5.5. Schéma de ferrailage du voile de la Structure I (R=3.5).

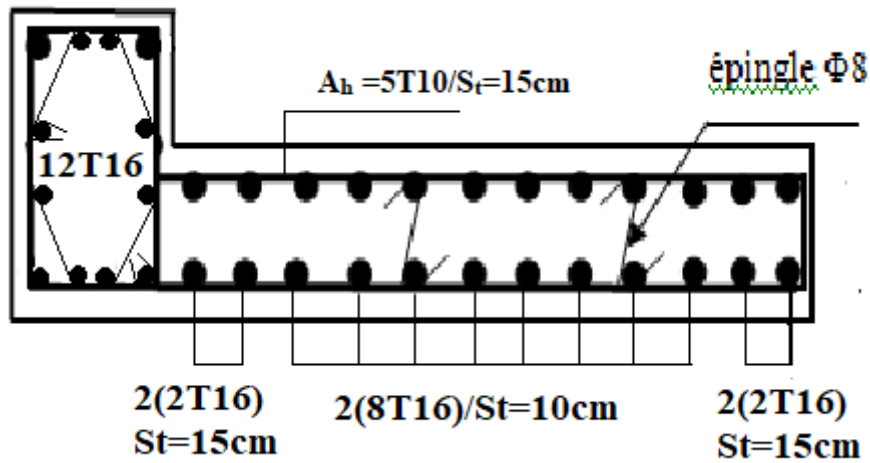


Figure 5.6. Schéma de ferrailage du voile de la Structure II (R=5).

Le Tableau 5.50 ci-dessous résume le ferrailage des autres voiles de contreventement.

Tableau 5.50. Caractéristiques et ferrailage des voiles.

Voile	L (m)	V (m)	V'(m)	N (KN)	M (KN.m)	T (KN)	A (m ²)	I (m ⁴)
en L R=3.5	2.225	1.2916	0.9334	1395.45	2118.524	395.14	0.5575	0.262
en L R=5	1.925	1.1975	0.7254	1534.32	1355.92	393.97	0.43275	0.1415

Voile	X (m)	σ_1 Mpa	σ_2 MPa	σ_3 MPa	A_{min} RPA	$A_{Cal=}$ cm ²	$A_{adopté}$
Ven L (R=3.5)	1.6	1.249	-5.04	9.3	8.9	$A_G=16.68$	$A_p=4T20+4T16$ $A_{V-P}=2(8T14)$ $A_C=2(2T14)$
						$A_D=15.56$	
Ven L (R=5)	0.91	9.8	-10.9	12.58	5.775	$A_G= 19.71$	$A_p= 12T16$ $A_{V-P}=2(8T16)$ $A_C= 2(2T16)$
						$A_D= 10.41$	

CHAPITRE 06

Chapitre 06 : Etude de fondation

6.1. Introduction

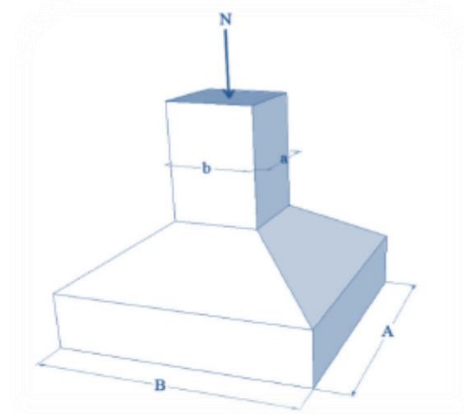
Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

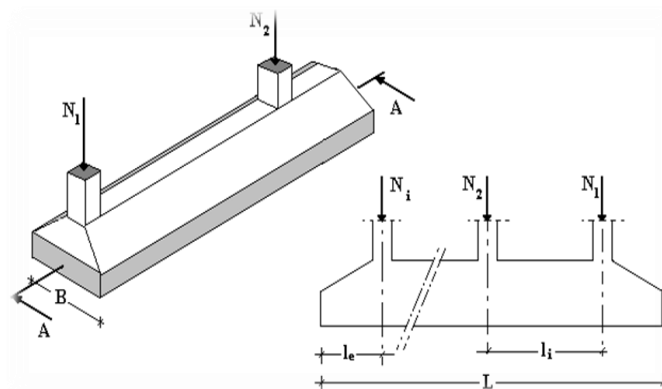
6.2. Classification des fondations

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.

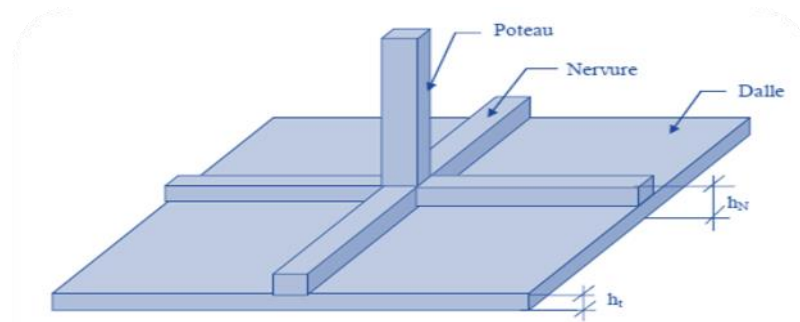
Lorsque l'ouvrage est léger ou lorsque le sol a une bonne capacité portante, on envisage de réaliser des fondations superficielles. Parmi les fondations superficielles on distingue trois types : semelles isolées (Figure 6.1(a)), semelles filantes ou continues (Figure 6.1 (2)) et les radiers (Figure 6.1(c)). Lorsque la profondeur du sol résistant est importante, on envisage de réaliser des fondations semi-profondes (puits) ou profondes (pieux).



(a) Semelle isolée



(b) Semelle filante



(c) Radier général.

Figure 6.1. Fondations superficielles.

6.3. Calcul des fondations

Dans un premier temps, l'ingénieur cherchera à fonder son ouvrage superficiellement pour des raisons économiques (si des conditions particulières liées au projet, au site ou aux sols autorisent). Il devra alors se préoccuper en tout premier lieu de la capacité portante de sa fondation, c'est-à-dire vérifier que les couches de sol superficielles peuvent effectivement supporter les charges et les surcharges appliquées sur la superstructure. Si le résultat des calculs est concluant, notamment s'il n'aboutit pas à une aire de fondation prohibitive, il doit alors s'assurer que son tassement sous les charges de fonctionnement prévues (courantes ou exceptionnelles) est dans des limites admissibles. La capacité portante et le tassement sont ainsi les deux éléments fondamentaux qu'il y a lieu de considérer systématiquement lors du calcul des fondations.

6.4. Choix de fondations

On propose en premier lieu, de fonder notre ouvrage sur des semelles isolées, si la condition de résistance n'est pas vérifiée on passe au deuxième type qui est les semelles filantes, si non on choisit un radier général.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

- N : Effort normal appliqué sur la fondation à l'E.L.S.
- S : La surface de la fondation.
- σ_{sol} : Contrainte admissible du sol = 2 bars.

Remarque

La contrainte du sol doit être déterminée à partir des résultats d'essai de sol. Dans certains cas, les contraintes limites du sol, sous fondations superficielles, peuvent être fixée à l'avance pour des sols rencontrés, des réalisations existantes, etc.... (document technique règlementaire DTR-BC 233.1). Pour notre projet et selon les réalisations existantes nous avons pris une contrainte admissible du sol égal à 2 bars sur 3 m de profondeur.

6.5. Etude de fondation

6.5.1. 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 (Figure 6.2).

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : $a = b$ donc $A = B \Rightarrow S = A^2$

Avec : S = surface de la semelle.

On détermine la longueur et la largeur de la semelle à partir de la condition de résistance :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{A^2} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}$$

La Figure 6.2 présente la disposition des poteaux dans notre structure.

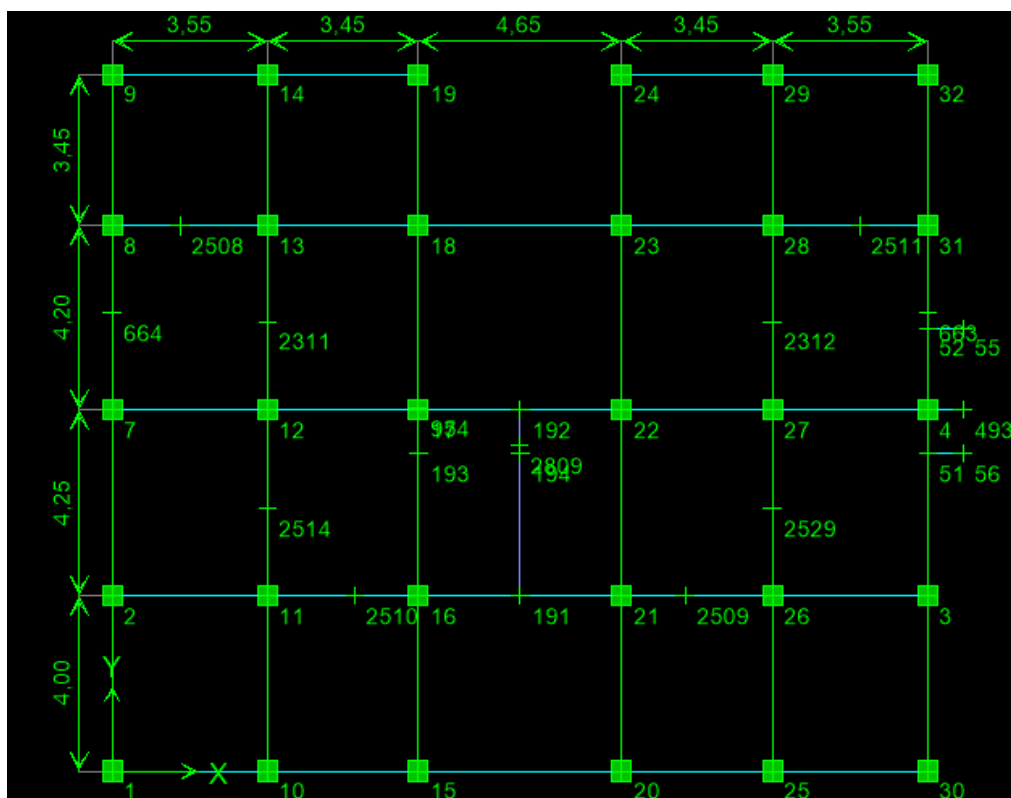


Figure 6.2. Disposition des poteaux dans la structure.

Le Tableau 6.1 présente l'effort normal appliqué sur chaque fille des poteaux représentée sur la Figure 6.3 ainsi que la section des semelles isolées adoptée pour la Structure I (R= 3.5).

Tableau 6.1. Sections des semelles isolées

Poteau	N (KN)	A (m)	A choisie (m)
C1	128,97	2.53	2.8
C2	216,38	3.28	3.39
C3	682.5	5.84	5.65
C4	637,19	5.64	5.65
C6	451,35	4.75	4.62
C7	684,63	5.85	6.16
C8	121,61	2.46	2.5
C9	193,38	3.10	3.39
C10	1073,98	7.32	7.70
C11	820,06	6.36	6.79
C13	748,05	6.11	6.16
C14	748,05	6.11	6.16
C15	222,37	3.33	3.39
C16	727,17	6.02	6.16
C17	815,41	6.38	6.79
C18	600,42	5.47	5.65
C19	115,59	2.59	2.8
C20	222,67	3.33	3.39
C21	759,05	6.12	6.16
C22	826,29	6.42	6.79
C23	567,59	5.32	5.65
C24	89,79	2.11	2.5
C25	194,59	3.11	3.39
C26	1271,03	7.9	7.92
C27	838,86	6.47	6.79
C28	691,27	5.87	6.16
C29	155,63	2.78	2.8
C30	760,84	6.16	6.16

C31	135,09	3.67	4.52
C32	122,4	2.47	2.5

Pour vérifier s'il y a une intersection entre deux semelles voisines, la condition suivante doit être vérifiée : $1.5 \times B \leq L_{\min}$

Avec L_{\min} représente la valeur minimale entre axe de deux poteaux ($L_{\min} = 1.25$ m) et $A = B = 3.20$ m.

$1.5 \times 3.20 = 4.80\text{m} > L_{\min} = 1.25$ m (condition non vérifiée).

On remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, donc on passe à l'étude des semelles filantes.

6.5.2. Semelle filante

Pour cette vérification, on doit vérifier la semelle filante qui nous semble d'être la plus sollicitée, pour notre cas on vérifie la semelle intermédiaire

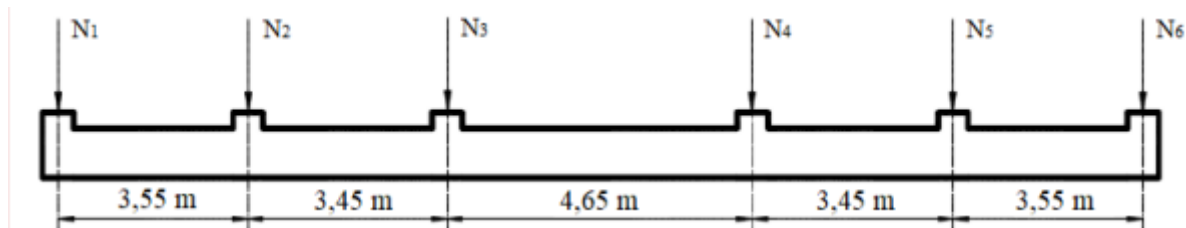


Figure 6.3. Semelle filante

On doit déterminer la largeur de la semelle.

On a :
$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

N : effort normal provenant de l'axe ou la file considérée ($N_{\text{poteaux}} + N_{\text{voiles}}$).

S : section de la semelle ($S = B \cdot L$).

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la file considérée.

Donc :
$$B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

La section des semelles filantes sont présentées au Tableau 6.2.

Tableau 6.2. Dimensions des semelles filantes

Sens	Axe	File	N (KN)	L (m)	B (m)	B _{choisie} (m)
X-X	1		1097.07	18.65	0.29	0.3
	2		4730.26	18.65	1.27	1.3
	3		4389.16	18.65	1.17	1.2
	4		4052.8	18.65	1.09	1.10
	5		784.96	18.65	0.21	0.25
Y-Y		A	109.59	15.9	0.034	0.035
		B	3321.71	15.9	1.04	1.05
		C	2480.26	15.9	0.8	1
		D	2465.39	15.9	0.8	1
		E	3151.26	15.9	1	1
		F	2338.19	15.9	0.75	1

- Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :

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 : ($L_{\min} = 3.45\text{m}$)

$$2.5 \times B = 2.5 \times 1.3 = 3.25 \text{ m} < L_{\min} = 3.45\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

* Sens Y-Y : ($L_{\min} = 3.45 \text{ m}$)

$$2.5 \times B = 2.5 \times 1.05 = 2.63 \text{ m} < L_{\min} = 3.45\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

6.5.3. Calcul de la hauteur totale de la semelle

La hauteur totale de la semelle (h_s) est déterminée par l'équation suivante :

$$h_s = d + c$$

c: enrobage des armatures = 5 cm

d: hauteur utile quelle doit vérifier la condition suivante :

$$d \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-a}{4} \\ \frac{B-b}{4} \end{array} ; (a \times b) \right.$$

$$d \geq 0.30\text{m} \Rightarrow h_s = 0.30 + 0.05\text{m} = 0.35\text{m}$$

6.5.4. Vérification au poinçonnement

Selon le BAEL99 (article A.5.2.41), il faut vérifier la résistance au poinçonnement par l'effort tranchant, cette vérification s'effectue sur le poteau le plus sollicité comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (A.5.2.42)$$

N_d : Effort normal de calcul.

h : hauteur totale de la semelle.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen, donnée par la formule suivante :

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h = 0.45 + 0.35 = 0.8 \\ B = b + h = 0.45 + 0.35 = 0.8 \end{cases} \Rightarrow U_c = 3.2m$$

$$N_d = 1.271MN \leq 0.045 \times 3.2 \times 0.35 \times 37.5 = 1.9MN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

6.5.5. Vérification de la contrainte dans le sol

Il faut vérifier la condition suivante : $\sigma_{moy} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

$$\sigma_{min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 9.33 = 13.995$$

$$\sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 42.08 + 1.5 \times 9.33 = 70.83 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 56.62 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 56.62 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

6.5.6. Calcul de Ferrailage

Acier principaux

$$(A//B) = \frac{N_u \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

Avec :

N_u : Effort ultime sollicitant la semelle.

f_{st} : Contrainte d'acier.

D'après Etabs 2009 on a $N_u = 2730 \text{ KN}$

$$(A//B) = \frac{N_u \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}} = \frac{2730 \times (1.3 - 0.45)}{8 \times 0.30 \times 400}$$

$$(A//B) = 24.17 \text{ cm}^2$$

Le choix : 8HA20 = 25.13 cm^2

Action de répartition ($A \perp B$)

$$(A \perp B) = \frac{(A//B)}{3} = 8.056 \text{ cm}^2$$

Le choix : 6HA14 = 9.24 cm^2

Le schéma de ferrailage de la semelle filante est présenté sur la Figure 6.4.

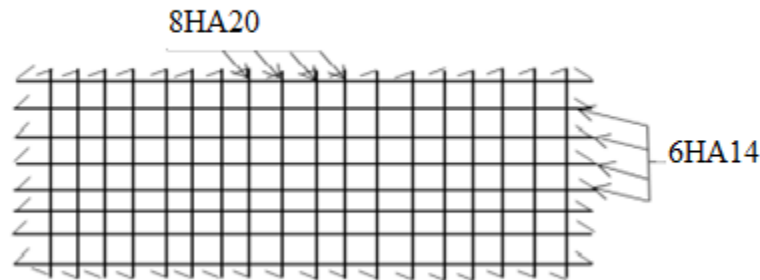


Figure 6.4. Schéma de ferrailage de la semelle filante.

6.6. Etude de la poutre de rigidité

La poutre de rigidité est une poutre continue renversée et disposée le long de la semelle. Elle supporte les efforts provenant des poteaux et les répartir sur toute la semelle.

6.6.1. Dimensionnement

La hauteur de la poutre de rigidité est déminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

L : entre axe maximal dans la semelle.

$$465/9 \leq h \leq 465 /6 \rightarrow 51.7 \text{ cm} \leq h \leq 77.5 \text{ cm}$$

Soit $h = 70 \text{ cm}$

6.6.2. Calcul des charges agissantes sur la poutre de rigidité

Les charges provenant à la poutre de rigidité sont calculées par la formule suivante :

$$Q = \frac{\sum Ni}{L} = \frac{6461.05}{18.65} = 346.45 \text{ KN/ml}$$

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée appuis sur les poteaux et soumise à la réaction du sol.

Pour le calcul des sollicitations (moment fléchissant et effort tranchant) on applique la méthode de Caquot.

Les résultats de calcul des sollicitations maximales sont représentés dans le Tableau 6.3.

Tableau 6.3. Calcul des sollicitations maximales.

Travée	L (m)	X ₀ (m)	Q _u (kN/ml)	M _{apu} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	Q _s (KN/ml)	M _{aps} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)
CD	4.65	2.285	346.47	519.69	448.8	253.63	380.71	328.8

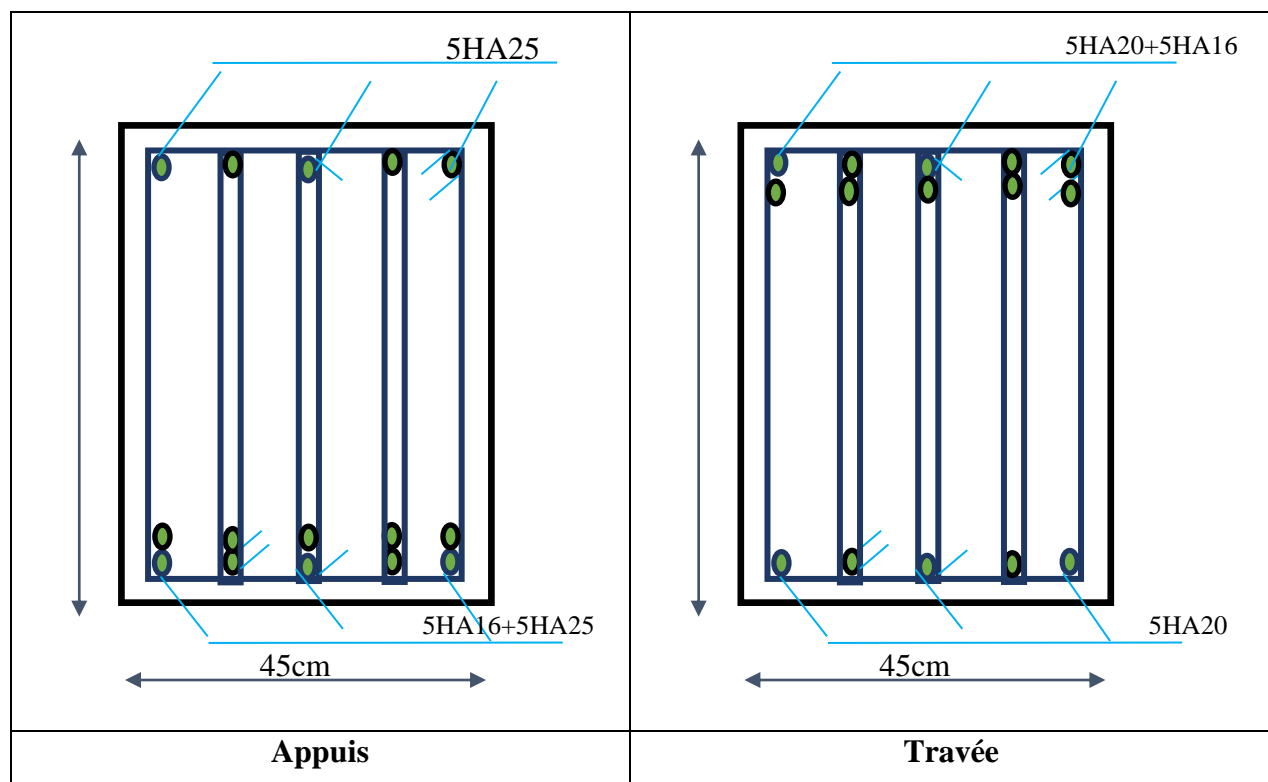
Le ferrailage se fait pour une section rectangulaire sollicitée à la flexion simple.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau 6.4.

Tableau 6.4. Ferrailage de la poutre de rigidité.

Localisation	M (kN.m)	A _{calculée} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	S _t (cm)
Travées	448.8	25.35	5.11	5HA16+5HA20= 25.76	10
Appuis	519.69	34.21	5.11	5HA25+5HA16=34.59	10

Le schéma de ferrailage de la poutre de rigidité est présenté sur la Figure 6.5.

**Figure 6.5.** Ferrailage de la poutre de rigidité.

6.7. Etude du voile Périphérique

D'après le RPA 99/2003 (Art 10.1.2), Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

L'épaisseur minimale est de 15 cm.

- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans la voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Dimensionnement des voiles

- Hauteur $h=3.2$ m
- Longueur $L=4.2$ m
- Épaisseur $e = 20$ cm
- Poids spécifique $\gamma_h = 18.2 \text{ KN/m}^3$.
- Cohésion $C=0.07$ bar
- Angle de frottement $\varphi = 25^\circ$
- Evaluation des charges et surcharges → Le voile périphérique et soumis aux chargements suivants :

✓ La poussée des terre

$$G = h \times \gamma \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 23.54 \text{ KN/m}^2.$$

✓ Surcharge accidentelle

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

6.7.1. Ferrailage du voile

Le voile périphérique se calcule comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

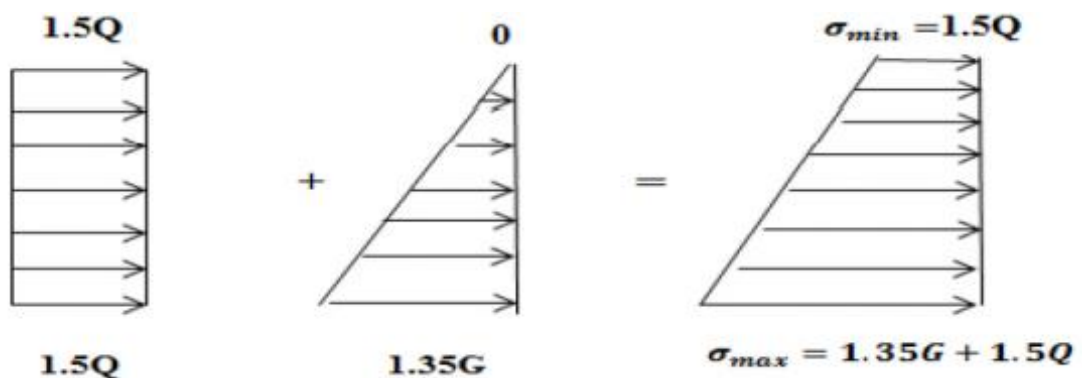


Figure 6.6. Diagramme des contraintes.

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 4.058$$

$$\text{ELU: } q_u = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 29.92 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 14.03 \text{ KN/ml}$$

$$l_x = 3.2 \text{ m}, l_y = 4.2 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{3.2}{4.2} = 0.76 > 0.4 \rightarrow \text{Dalle travaille dans deux sens}$$

Calcul des moments isostatiques

$$M_0^x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

D'après l'annexe 1: (ELU, $\vartheta = 0, \rho = 0.53$)

$$\rightarrow \mu_x = 0.0751, \mu_y = 0.8710$$

(ELU, $\vartheta = 0.2, \rho = 0.53$)

$$\rightarrow \mu_x = 0.0546, \mu_y = 0.8216$$

Le tableau suivant résume le calcul des moments on prend les moments les plus défavorables en travée et en appuis) :

Tableau 6.5.: Estimation des sollicitations maximales dans le voile périphérique

Moments corrigés (KN)	ELU		ELS	
	M_x	M_y	M_x	M_y
M_0	23.01	14.16	19.22	16.96
$M_t^{x,y} = 0.85M_0^{x,y}$	19.72	15.11	16.78	12.33
$M_a^{x,y} = -0.5M_0^{x,y}$	-11.97		-8.89	

Evaluation de l'effort tranchant:

La valeur de l'effort tranchant dans les deux sens est donnée par :

$$v_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$v_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

Le tableau qui suit résume les résultats du ferrailage du voile et la vérification vis -a- vis de l'effort tranchant:

Tableau 6.6.: Calcul du ferrailage et la vérification vis à vis de l'effort tranchant du voile

En travées							
Sens	M_t (KN.M)	A^{calcul} (cm^2/ml)	A_{min}^{RPA} (cm^2/ml)	$A^{adoptee}$ (cm^2/ml)	S_t (cm)	τ_u Mpa	$\overline{\tau_u} = \frac{0.07 \times f_{ctd}}{\gamma_s}$ (Mpa)
x-x	19.72	4.60	2	6HA10= 4.71	20	0,25	1,17
y-y	15.11	3.60	2	5HA10= 3,93	20	0,12	1,17
En appuis							
x-x/y-y	11,97	2.36	/	5HA8= 2.51	20	/	/

Commentaire :

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification des contraintes à L'ELS

Le tableau suivant résume la vérification des contraintes

Tableau 6.7. : Vérification des contraintes

En travées										
Sens	M_t (KN.M)	A^{calcul} (cm^2/ml)	y (cm)	$I(cm^4)$ 10^{-4}	σ_b (Mpa)	σ_b (Mpa)	Observa- tions	σ_s (Mpa)	σ_s (Mpa)	Observa- tions
x-x	19.22	4.01	4.2	1.48	7.14	20	Vérifiée	189.55	211.33	Vérifiée
y-y	16.96	3.98	3.65	0.78	8.22	20	Vérifiée	170.22	211.33	Vérifiée
En appuis										
x- x/y- y	8.89	2.51	3.65	5HA8= 2.51	3.18	20	Vérifiée	188.90	211.33	Vérifiée

La Figure 6.7 présente le schéma de ferrailage du voile périphérique.

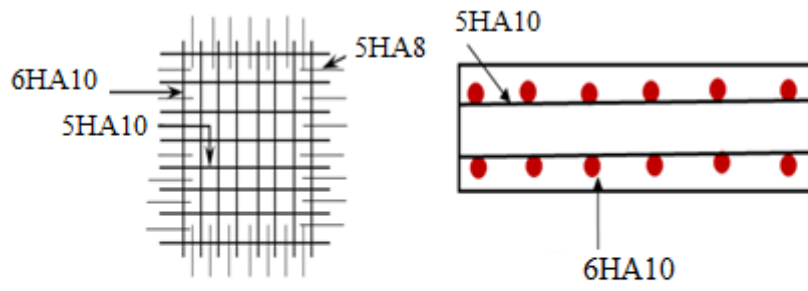


Figure 6.7. Schéma de ferrailage du voile périphérique.

CONCLUSION

Conclusion générale

A partir du présent travail sur l'étude comparative de la stabilité des structures en béton armé avec différents types des systèmes de contreventement, les conclusions suivantes peuvent être faites :

- Le prédimensionnement est une étape très importante dans un calcul structural, du fait qu'il nous permet de déterminer les dimensions des différents éléments composants la structure et de garantir la sécurité et l'économie de l'ouvrage.
- Le séisme en tant que chargement dynamique, reste l'une des plus importantes et des plus dangereuses actions à considérer dans la conception et le calcul des structures en béton armé.
- L'analyse tridimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique et les logiciels performants de calcul (ETABS et SOCOTEC).
- Grâce aux logiciels utilisés dans notre travail, l'estimation (la modélisation) de la masse de structure peut être faite avec un grand degré de précision.
- La connaissance du comportement dynamique d'une structure en vibrations libres amorties, peut être approchée de manière exacte si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité. Rappelons que la première étape de l'analyse dynamique d'un modèle de structure consiste dans le calcul des modes propres tridimensionnels et des fréquences naturelles de vibrations.
- L'étude du comportement dynamique d'une structure, dont la forme en plan est irrégulière nous a permis de mieux visualiser la présence des modes de torsion.
- Il est indéniable que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de prédimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure.
- Les poteaux d'une structure en béton armé contreventée par voiles porteurs présentent une réduction de section d'armatures par rapport aux poteaux d'une structure contreventée par un système mixte assuré par des voiles et des portiques.

- Dans le cas de situation accidentelle et sous l'effet des efforts sismiques, la section des armatures longitudinales dans la zone de flexion des poutres principales (tendue) d'un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques, est plus élevée par rapport un système de voiles porteurs.

-Pour assurer un bon comportement dynamique de la structure, la bonne disposition des voiles de contreventement est plus importante que le nombre de voile à placer.

- Cette étude nous a permis d'appliquer toutes les connaissances théoriques acquises durant notre formation, ainsi que de maîtriser le logiciel ETABS qui est très pratique pour le calcul des bâtiments en béton armé.

RÉFÉRENCES
BIBLIOGRAPHIE

Références bibliographiques

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003.
- BAEL 91/modifiées 99 (1999). Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats-Limites, Editions eyrolles, France, 330 p.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. CBA93, Ministère de l'Habitat.
- Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 2 2.
- Y.Chérit. Calcul des ouvrages en béton armé, Règles CBA 93 et RPA 2003, 2ème Edition 2006, 310p.
- Henry Thonier. Conception et calcul des structures de bâtiment (tome1 et tome 2).
- Victor Davidovici. Formulaire de béton armé, volume 1 : Elément de calcul.
- Victor Davidovici. Formulaire de béton armé, volume 2 : Construction.
- Olivier Gagliardini. Cours de Béton Armé, IUP GCI3 option OS, Année 2004/2005.
- Touhami Tahenni, Polycopie, Cours de Béton Armé, destiné aux étudiants de 3^{ème} Année Licence Génie Civil, 2018, 168p.
- Touhami Tahenni, Polycopie, Cours de Structures en Béton Armé 2, destiné aux étudiants de 1^{ère} Année Master Génie Civil, Structures, 2022, 101p.
- Fella Kouchi et Wahiba amarouche, Etude d'un bâtiment en béton armé à hautes performances (R+7) à usage d'habitation et commercial, Mémoire de Master, Université Djilali Bounaama Khemis Miliana, 2018, 209p.

ANNEXES

Annexe A- Ferrailage des voiles

Voile avec poteau (en L) de la Structure I (R= 3.5)

$$A = 0.5575 \text{ m}^2$$

$$I = 0.262 \times 10^8 \text{ cm}^4$$

$$V = 1.2916 \text{ m}$$

$$V' = 0.9334 \text{ m}$$

$$L = 2.225 \text{ m}$$

$$b_p = 45 \text{ cm}$$

$$h_p = 45 \text{ cm}$$

$$a_{\text{voile}} = 20 \text{ cm}$$

Les efforts sous la combinaison $0.8G \pm E$, sont donnés par:

$$N_u = 1395.45 \text{ kN} \quad M_u = 2118.524 \text{ kN.m} \quad V_u = 395.14 \text{ kN}$$

A cause de la dissymétrie dans ce voile, on calcule le ferrailage dans les deux sens.

I. 1^{er} sens : $v = 1.2961 \text{ m}$ $v' = 0.9334 \text{ m}$

1. Calcul des contraintes

Les contraintes sont déterminées par la formule de Navier:

$$\sigma_1 = \left[\frac{1395.4}{0.557} + \frac{2118.52 \times 1.2916}{0.262} \right] = 1249.02 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{1395.4}{0.557} - \frac{2118.52 \times 0.9334}{0.262} \right] \times 0.001 = -5042.223 \text{ kN/m}^2$$

2. Calcul de la longueur tendue

$$\frac{\sigma_1}{x} = \frac{\sigma_2}{L-x} \Rightarrow \sigma_1(L-x) = \sigma_2 x$$

$$\Rightarrow x = \frac{\sigma_1 L}{\sigma_1 + \sigma_2}$$

$$x = \frac{1249.02 \times 2.225}{1249.02 + 5042.223} = 1.6 \text{ m}$$

$$\frac{\sigma_1}{1.46} = \frac{\sigma_3}{0.64} \Rightarrow \sigma_3 = \frac{\sigma_1 \times 1.15}{1.6} = 9307.108 \text{ kN/m}^2$$

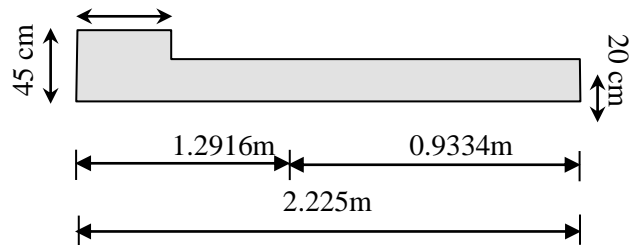
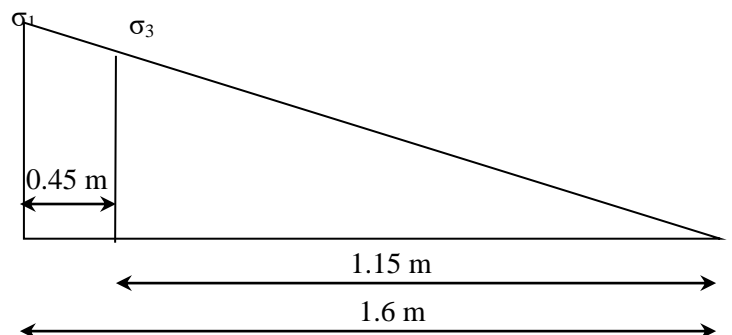
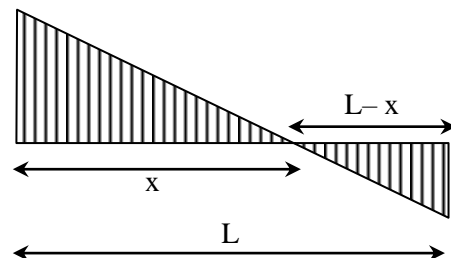


Figure 2. Voile plein de forme rectangulaire avec poteau.



3. Calcul de la force de traction

- Partie du poteau

La force de traction est donnée par :

$$F_{t1} = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} \times b_p \times h_p = \frac{1249.02 + 9307.108}{2} \times 0.45 \times 0.45 = 1068 \text{ kN}$$

- Partie rectangulaire

La force de traction est donnée par :

$$F_{t2} = \frac{\sigma_3 \times 0.64}{2} \times a = \frac{9307.108 \times 1.15}{2} \times 0.2 = 1070.31 \text{ kN}$$

La force de traction totale : $F_{\text{totale}} = F_{t1} + F_{t2}$

$$F_{\text{totale}} = 1068 + 1070.31 = 2138.31 \text{ kN}$$

4. Calcul de la section d'armatures verticales

La section totale d'armatures verticales est donnée par :

$$A_V = \frac{F_{\text{totale}}}{f_e} = \frac{2138.31 \times 10}{400} = 53.45 \text{ cm}^2$$

On prend un poteau de section **4T16+4T20**

$$\text{Partie rectangulaire } A = A_V - A_{\text{poteaux}} = 53.45 - 20.61 = 33.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Puisque on a deux nappes d'armatures : } A = 33.35 / 2 = 16.68 \text{ cm}^2$$

Espacement exigé par RPA 99/version 2003 : $S_t = \min(1.5a ; 30) \text{ cm} = \min(1.5 \times 20 ; 30) \text{ cm}$

$$S_t = 30 \text{ cm.}$$

Pour des raisons de comportement de rigidité, il est préférable de concentrer les armatures aux extrémités avec une bande égale à $L/10$, donc : $S_t (\text{zone nodale}) = 222.5 / 10 = 22.25 \text{ cm}$.

5. Vérification et choix d'armatures verticales

Selon RPA 99/version 2003, la section minimale d'armatures verticales est donnée par :

$$A_{\text{min}} = 0.2\% b \times h = \frac{0.2 \times a \times x}{100} = \frac{0.2 \times 20 \times 1.6}{100} = 6.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 6.4 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculée}} = 16.68 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (\text{Condition vérifiée}).$$

On opte donc pour chaque nappe d'armatures une section de :

$$A_V = \mathbf{12T14/10 \text{ cm}}$$

II.2^{ème} sens : $v = 1.80 \text{ m}$ $v' = 1.59 \text{ m}$

1. Calcul des contraintes

Les contraintes sont déterminées par la formule de Navier:

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{MV}{I} \Rightarrow \sigma_1 = 10052.62 \text{ kN/m}^2$$

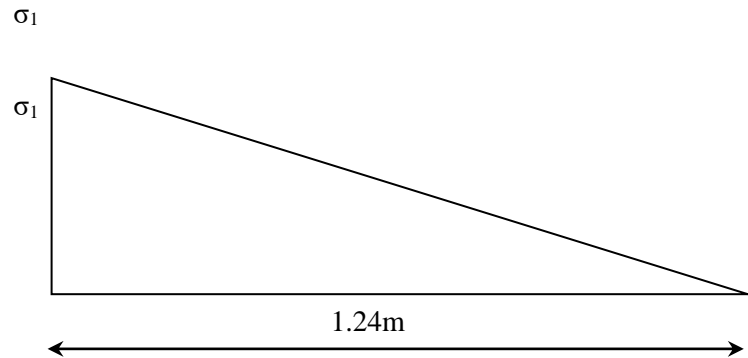
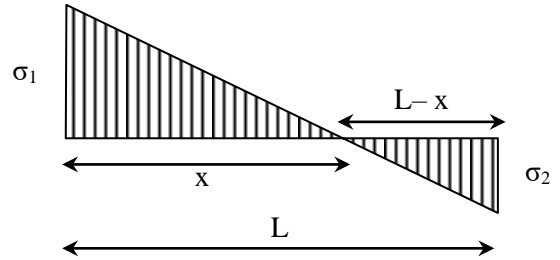
$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{MV'}{I} \Rightarrow \sigma_2 = -7938.61 \text{ kN/m}^2$$

2. Calcul de la longueur tendue

$$\frac{\sigma_1}{x} = \frac{\sigma_2}{L-x} \Rightarrow \sigma_1(L-x) = \sigma_2 x$$

$$\Rightarrow x = \frac{\sigma_1 L}{\sigma_1 + \sigma_2}$$

$$X = \frac{10052.62 \times 2.225}{10052.62 + 7938.61} = 1.24 \text{ m}$$



3. Calcul de la force de traction

- Partie rectangulaire

La force de traction est donnée par :

$$F_{t2} = \frac{\sigma_1 \times 1.68}{2} \times a = \frac{10052.62 \times 1.24}{2} \times 0.20 = 1245.9 \text{ kN}$$

4. Calcul de la section d'armatures verticales

La section d'armatures est calculée par :

$$A_V = \frac{F_{t2}}{f_e} = \frac{1245.9 \times 10}{400} = 31.137 \text{ m}^2$$

Soit $A = 31.137 / 2 = 15.56 \text{ cm}^2$

On prend **A = 26T14/S_t=14cm**

5. Vérification et choix d'armatures verticales

Le ferrailage minimum est donné par :

$$A_{\min} = 0.2\% b \times h = \frac{0.2 \times a \times x}{100} = \frac{0.2 \times 20 \times 124}{100} = 4.96 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculée}} = 15.56 \text{ cm}^2 \dots \text{ (condition vérifiée)}$$

Pour éviter un chevauchement d'armatures entre 1^{er} et 2^{ème} sens, on admettra le choix de la

section d'armatures finale, pour chaque nappe :

A = 2T14/15cm + 8T14/15cm + 2T14/15cm

. Vérification des contraintes du béton

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{MV}{I} \Rightarrow \sigma_1 = \frac{224.56}{0.5575} - \frac{3221.54 \times 1.29}{0.262} = -1546181 \text{ kN/m}^2 = -9.45 \text{ MPa}$$

Les sollicitations à l'ELS sont : $N_s = 224.561 \text{ kN}$ et $M_s = 3221.54 \text{ kN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{MV}{I} \Rightarrow \sigma_1 = \frac{374511}{0.731 \times 10^6} + \frac{4221.54 \times 1.59}{0.762} = 9321.052 \text{ kN/m}^2 = 9.32 \text{ MPa}$$

$(\sigma_1 ; \sigma_2) < 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots$ (Condition vérifiée).

7. Calcul des armatures horizontales

La contrainte au cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V_u}{0.9 \times L \times a} = \frac{1.4 \times 395.14 \times 10}{0.9 \times 222.5 \times 20} \Rightarrow \tau_b = \frac{1.38 \text{ MPa}}{\text{MPa}} > 0.025f_{c28} = 0.625$$

Selon le RPA99 /version 2003, la section d'armatures horizontales est calculée par :

$$A_h = 0.25 \cdot 100 \cdot 20 = 5 \text{ cm}^2$$

On prend pour 1m : **$A_h = 7T10/S_t = 15 \text{ cm}$**

Annexe B- Ferrailage des voiles

Voile avec poteau (en L) de la Structure II (R=5)

$$A = 0.43275\text{m}^2$$

$$I = 0.1415\text{m}^4$$

$$V = 1.1946\text{m}, V' = 0.7254\text{m}$$

$$L = 1.925\text{ m}$$

$$b_p = 45\text{ cm}$$

$$h_p = 45\text{ cm}$$

$$a_{\text{voile}} = 15\text{ cm}$$

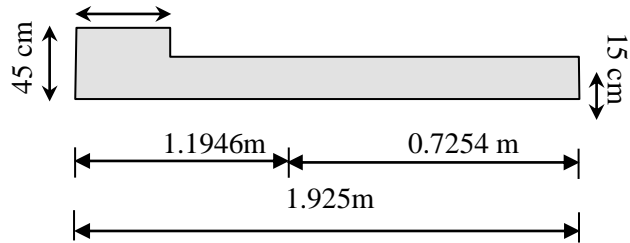


Figure 2. Voile plein de forme rectangulaire avec poteau.

Les efforts sous la combinaison $0.8G \pm E$, sont donnés par:

$$N_u = -1355.92\text{ KN} \quad M_u = 1534.32\text{KN.m} \quad V_u = 393.97\text{kN}$$

A cause de la dissymétrie dans ce voile, on calcule le ferrailage dans les deux sens.

I.1^{er} sens : $v = 1.1946\text{ m}$ $v' = 0.7254\text{m}$

1. Calcul des contraintes

Les contraintes sont déterminées par la formule de Navier:

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{MV}{I} \Rightarrow \sigma_1 = \frac{-1355.92}{0.43275} + \frac{1534.32 \times 1.1946}{0.1415} = 9820.08\text{ kN/m}^2$$

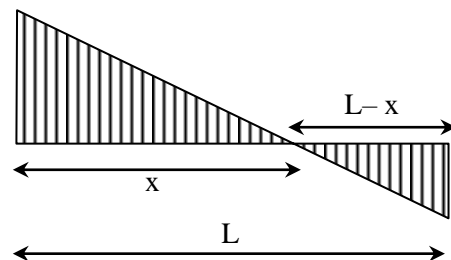
$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{MV'}{I} \Rightarrow \sigma_2 = \frac{-1355.92}{0.43275} - \frac{1534.32 \times 0.7254}{0.1415} = -10998.95\text{ kN/m}^2$$

2. Calcul de la longueur tendue

$$\frac{\sigma_1}{x} = \frac{\sigma_2}{L-x} \Rightarrow \sigma_1(L-x) = \sigma_2 x$$

$$\Rightarrow x = \frac{\sigma_1 L}{\sigma_1 + \sigma_2}$$

$$X = \frac{9820.08 \times 1.925}{9820.08 + 10998.95} = 0.91\text{m}$$



σ_1

σ_2

$$\frac{\sigma_1}{1.46} = \frac{\sigma_3}{1.11} \Rightarrow \sigma_3 = \frac{\sigma_1 \times 1.11}{1.46} = 12586.10 \text{ kN/m}^2$$

3. Calcul de la force de traction

- Partie du poteau

La force de traction est donnée par :

$$F_{t1} = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} \times b_p \times h_p = \frac{(9820.08 + 10998.95)}{2} \times 0.45 \times 0.45 = 2107.87 \text{ kN}$$

- Partie rectangulaire

La force de traction est donnée par :

$$F_{t2} = \frac{\sigma_3 \times 1.11}{2} \times a = \frac{12586.1 \times 0.46}{2} \times 0.15 = 434.22 \text{ kN}$$

La force de traction totale : $F_{\text{totale}} = F_{t1} + F_{t2}$

$$F_{\text{totale}} = 2107.87 + 434.22 = 2542.09 \text{ kN}$$

4. Calcul de la section d'armatures verticales

La section totale d'armatures verticales est donnée par :

$$A_v = \frac{F_{\text{totale}}}{f_e} = \frac{2542.09 \times 10}{400} = 63.55 \text{ cm}^2$$

On prend un poteau de section **12T16**

$$\text{Partie rectangulaire } A = A_v - A_{\text{poteaux}} = 63.55 - 24.13 = 39.42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Puisque on a deux nappes d'armatures : } A = 39.42 / 2 = 19.71 \text{ cm}^2$$

Espacement exigé par RPA 99/version 2003 : $S_t = \min(1.5a ; 30) \text{ cm} = \min(1.5 \times 15 ; 30) \text{ cm}$

$$S_t = 30 \text{ cm.}$$

Pour des raisons de comportement de rigidité, il est préférable de concentrer les armatures aux extrémités avec une bande égale à $L/10$, donc : $S_t (\text{zone nodale}) = 192.5 / 10 = 19.25 \text{ cm.}$

5. Vérification et choix d'armatures verticales

Selon RPA 99/version 2003, la section minimale d'armatures verticales est donnée par :

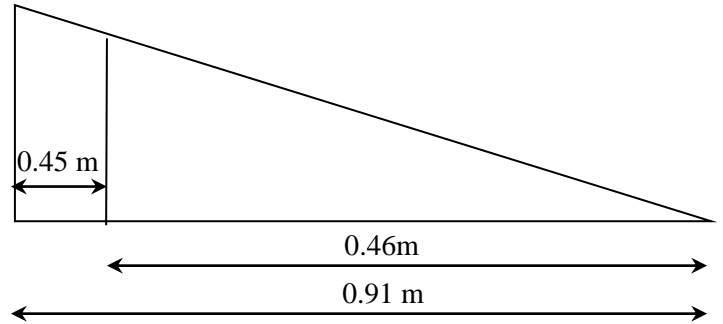
$$A_{\text{min}} = 0.2\% b \times h = \frac{0.2 \times a \times x}{100} = \frac{0.2 \times 15 \times 0.91}{100} = 2.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 2.73 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculée}} = 19.71 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (\text{Condition vérifiée}).$$

On opte donc pour chaque nappe d'armatures une section de :

$$A_v = \mathbf{12T16/10 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{II.2^{\text{ème}} \text{ sens : } v = 0.7254 \text{ m} \quad v' = 1.1946 \text{ m}}$$



1. Calcul des contraintes

Les contraintes sont déterminées par la formule de Navier:

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{MV}{I} \Rightarrow \sigma_1 = 10998.9 \text{ kN/m}^2$$

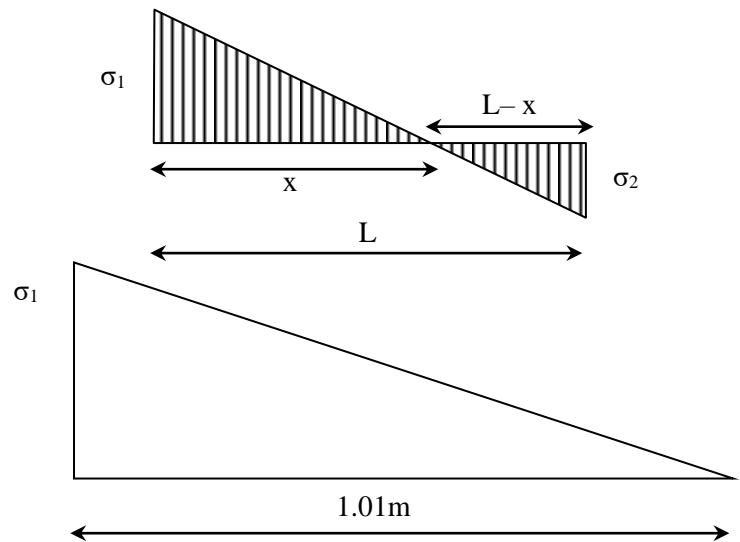
$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{MV'}{I} \Rightarrow \sigma_2 = -9818.91 \text{ kN/m}^2$$

2. Calcul de la longueur tendue

$$\frac{\sigma_1}{x} = \frac{\sigma_2}{L-x} \Rightarrow \sigma_1(L-x) = \sigma_2 x$$

$$\Rightarrow x = \frac{\sigma_1 L}{\sigma_1 + \sigma_2}$$

$$X = \frac{10998.9 \times 1.925}{10998.9 + 9818.91} = 1.01 \text{ m}$$



3. Calcul de la force de traction

- Partie rectangulaire

La force de traction est donnée par :

$$F_{t2} = \frac{\sigma_1 \times 1.01}{2} \times a = \frac{10998.9 \times 1.01}{2} \times 0.15 = 833.1 \text{ kN}$$

4. Calcul de la section d'armatures verticales

La section d'armatures est calculée par :

$$A_V = \frac{F_{t2}}{f_e} = \frac{833.1 \times 10}{400} = 20.83 \text{ cm}^2$$

Soit $A = 20.33 / 2 = 10.41 \text{ cm}^2$

On prend **A = 6T16/Sr=14cm**

Pour éviter un chevauchement d'armatures entre 1 er et 2 ème sens, on admettra le choix de la section d'armatures finale, pour chaque nappe :

A = 2T16/15cm + 8T16/10cm + 2T16/15cm

6. Vérification des contraintes du béton

$N_s = 326.98 \text{ kN}$ et $M_s = 4100.86 \text{ kN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{MV}{I} \Rightarrow \sigma_1 = \frac{326.98}{0.43275 \times 10^6} + \frac{4100.8 \times 1.1946}{0.1415} = 9321.052 \text{ kN/m}^2 = 3.46 \text{ MPa}$$

$(\sigma_1 ; \sigma_2) < 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (Condition vérifiée).

7. Calcul des armatures horizontales

La contrainte au cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V_u}{0.9 \times L \times a} = \frac{1.4 \times 393.97 \times 10}{0.9 \times} \Rightarrow \tau_b = 2.132 \text{ MPa} > 0.025 f_{c28} = 0.5 \text{ MPa}$$

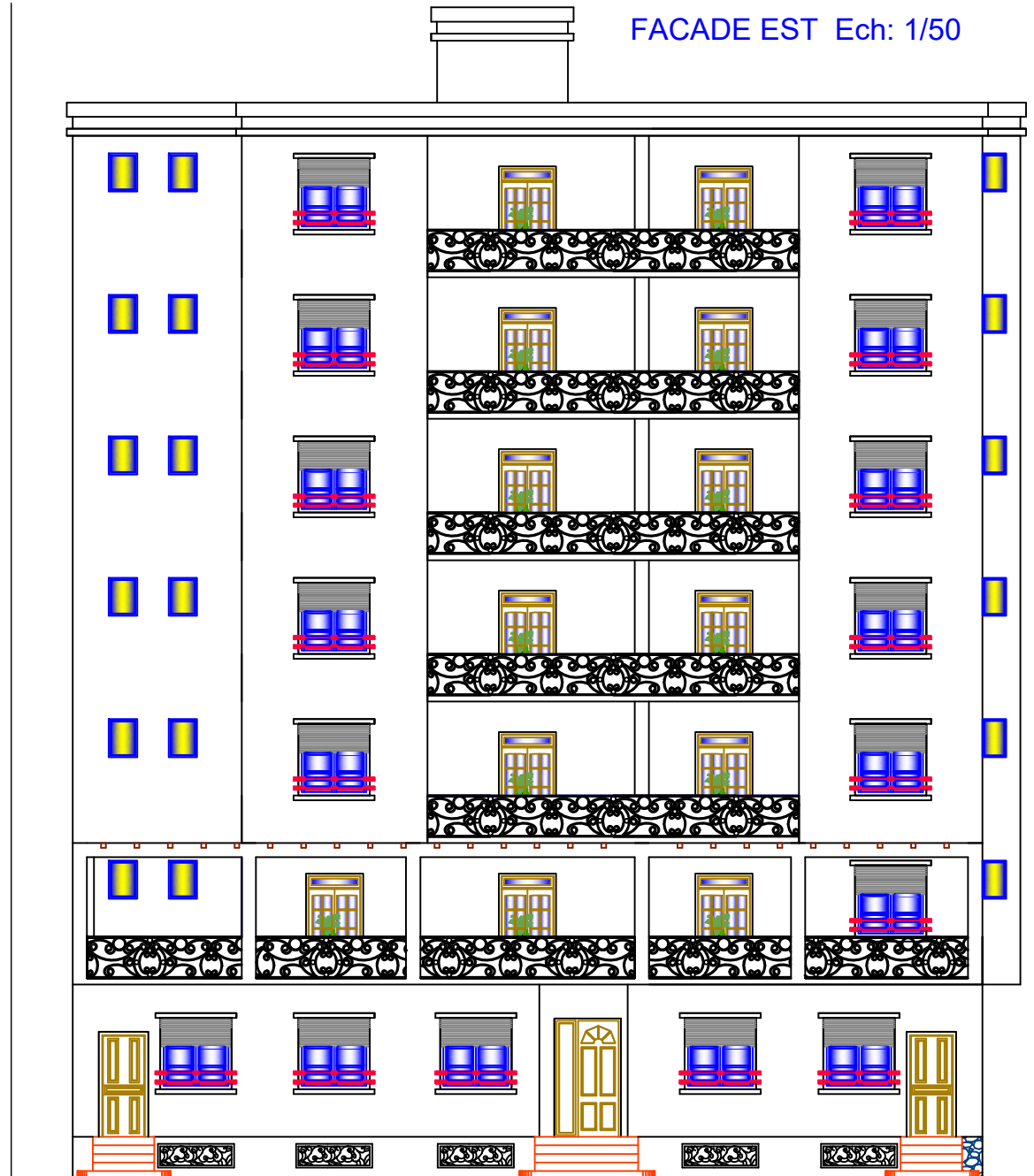
Selon le RPA99 /version 2003, la section d'armatures horizontales est calculée par :

$$A_h = 0.25 \cdot 100 \cdot 15 = 3.75 \text{ cm}^2$$

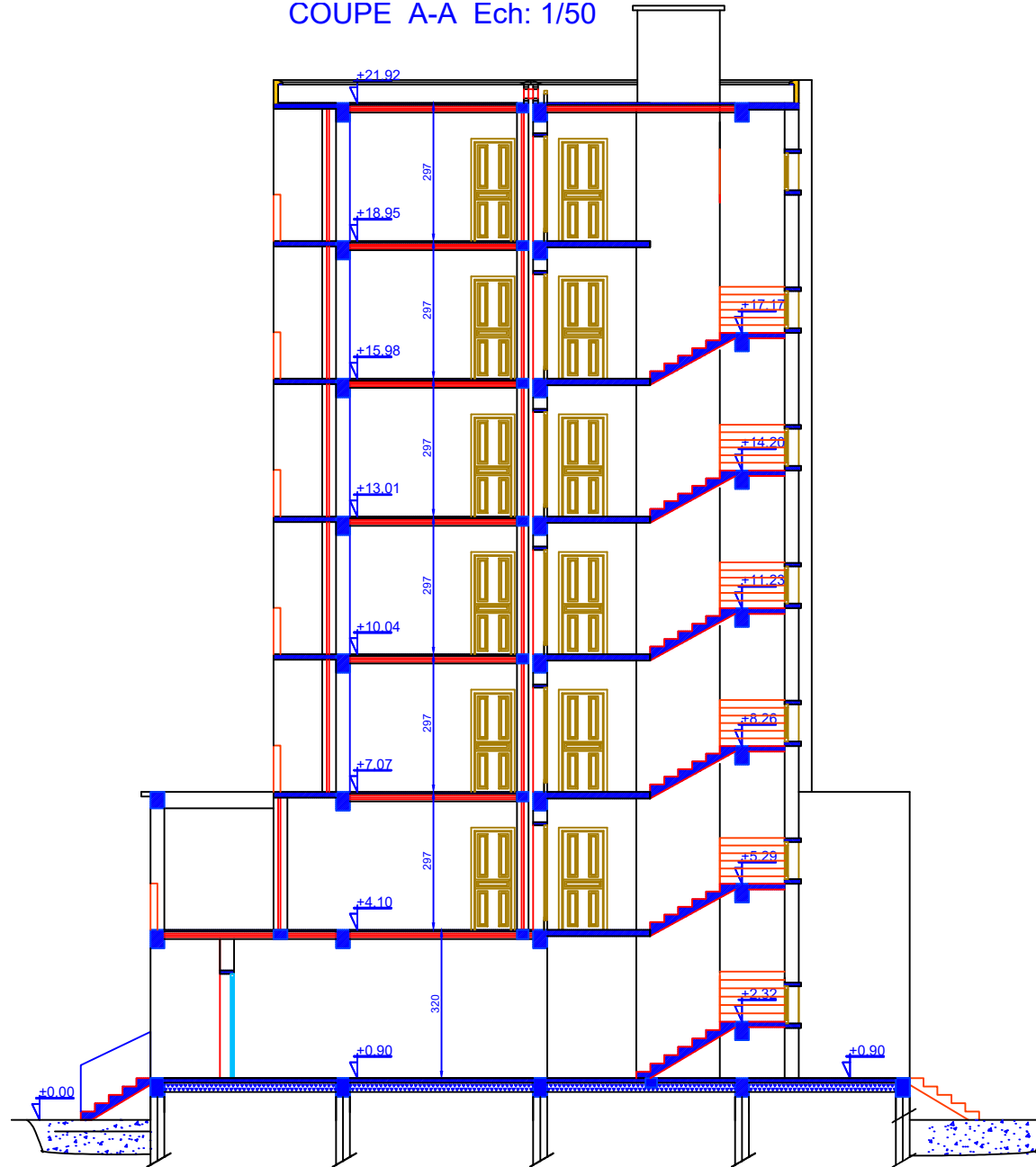
On prend pour 1m : **A_h = 5T10/S_t = 15cm**

LES PLANS

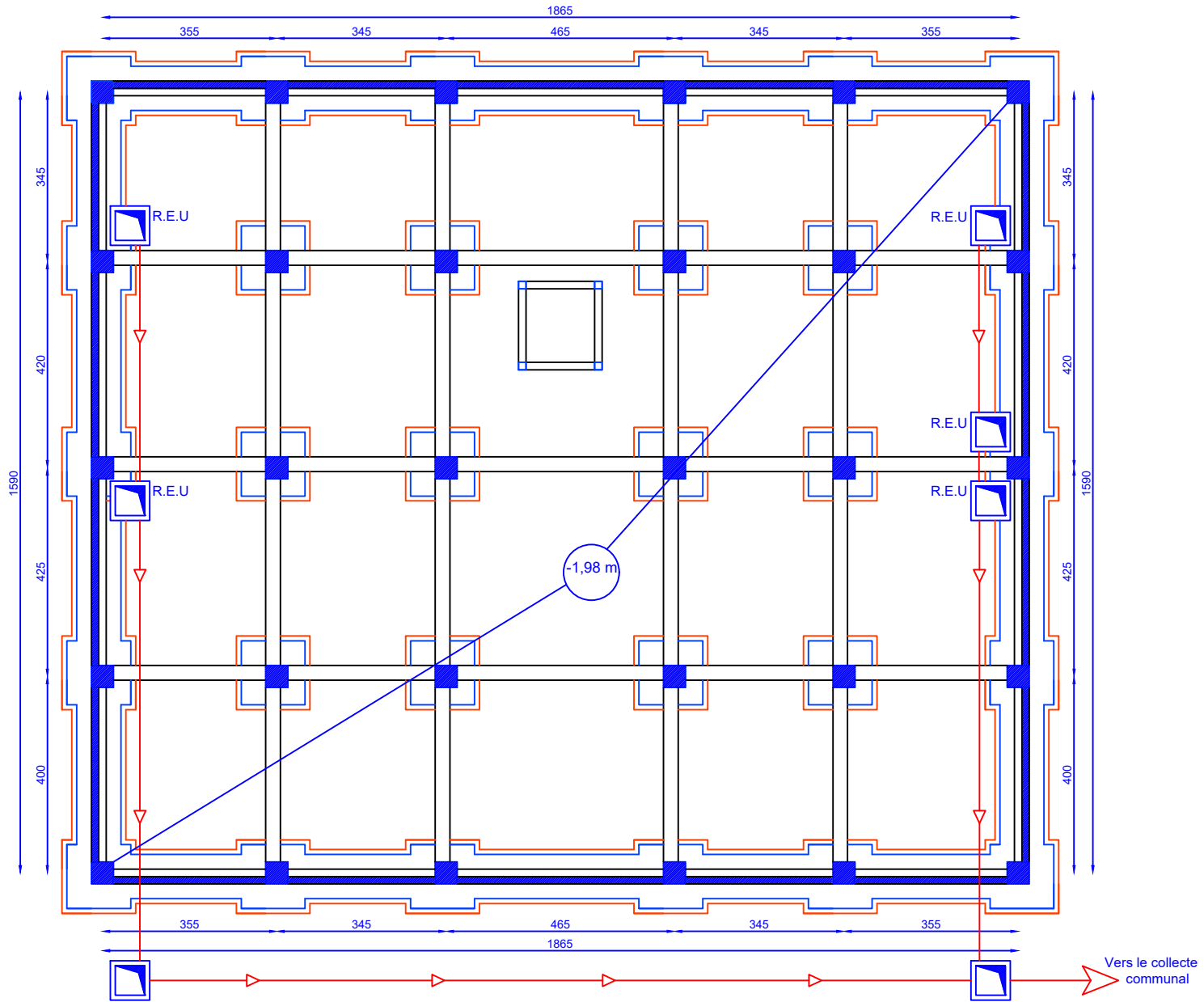
FACADE EST Ech: 1/50



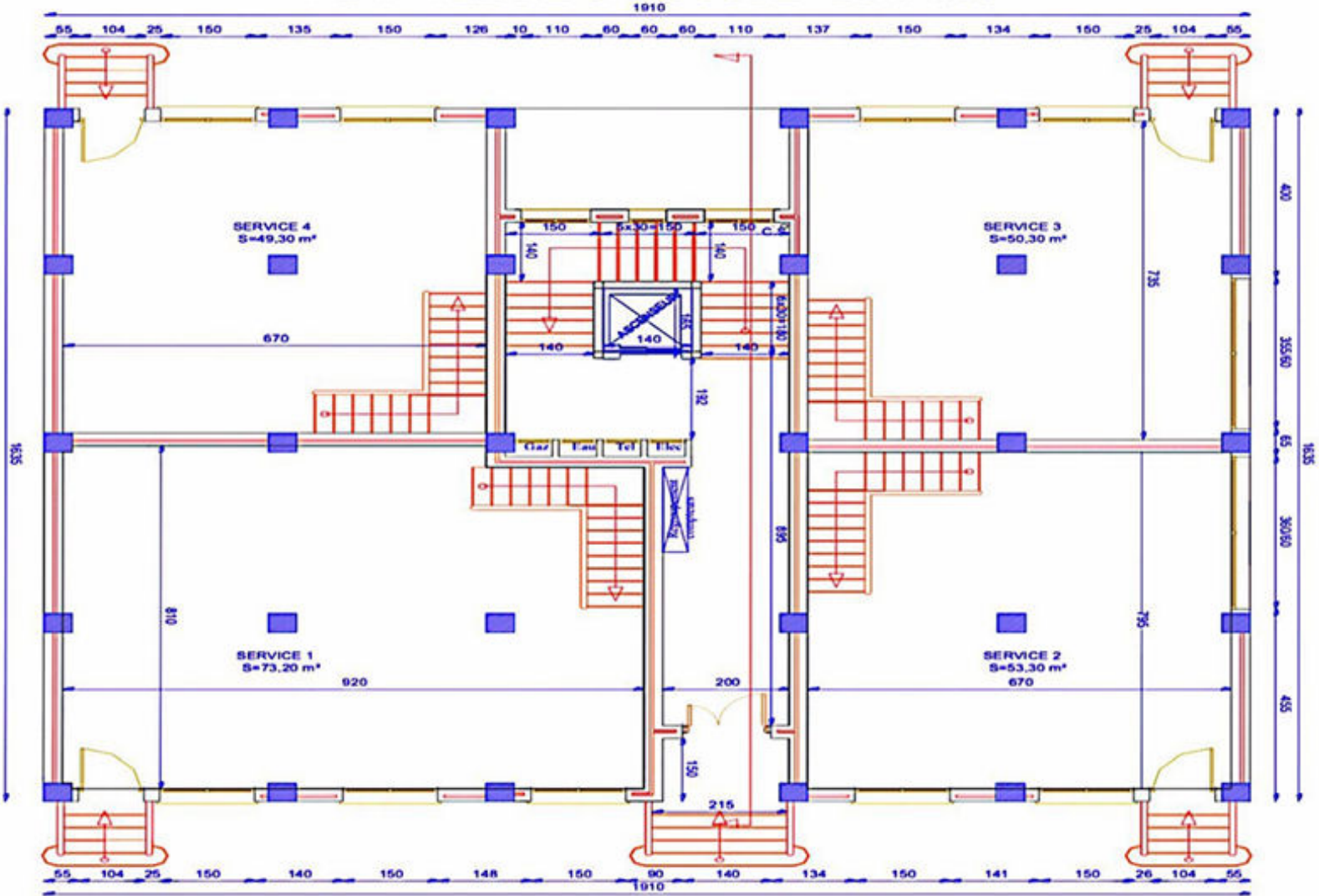
COUPE A-A Ech: 1/50



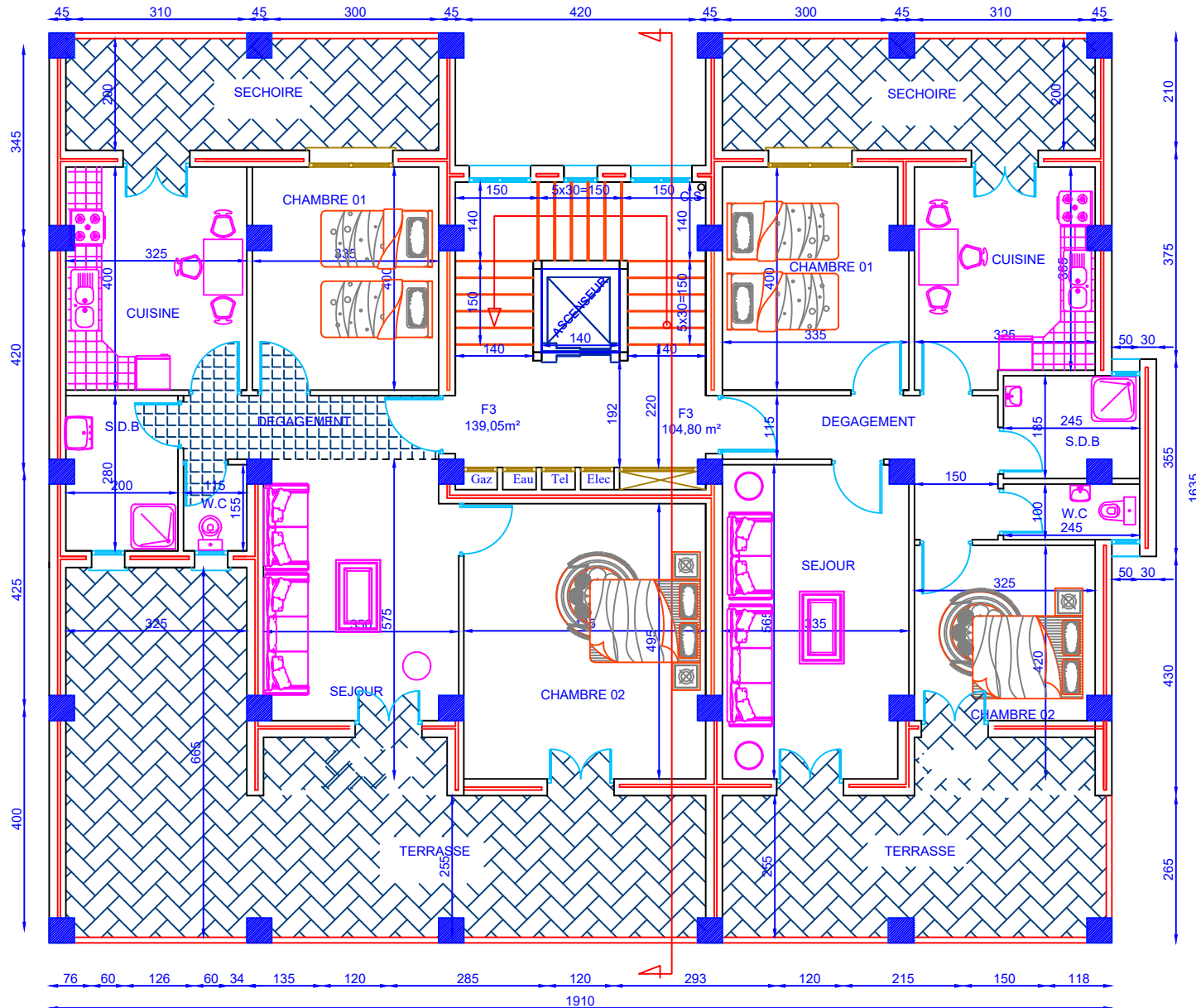
PLAN DE FONDATIONS Ech: 1/50



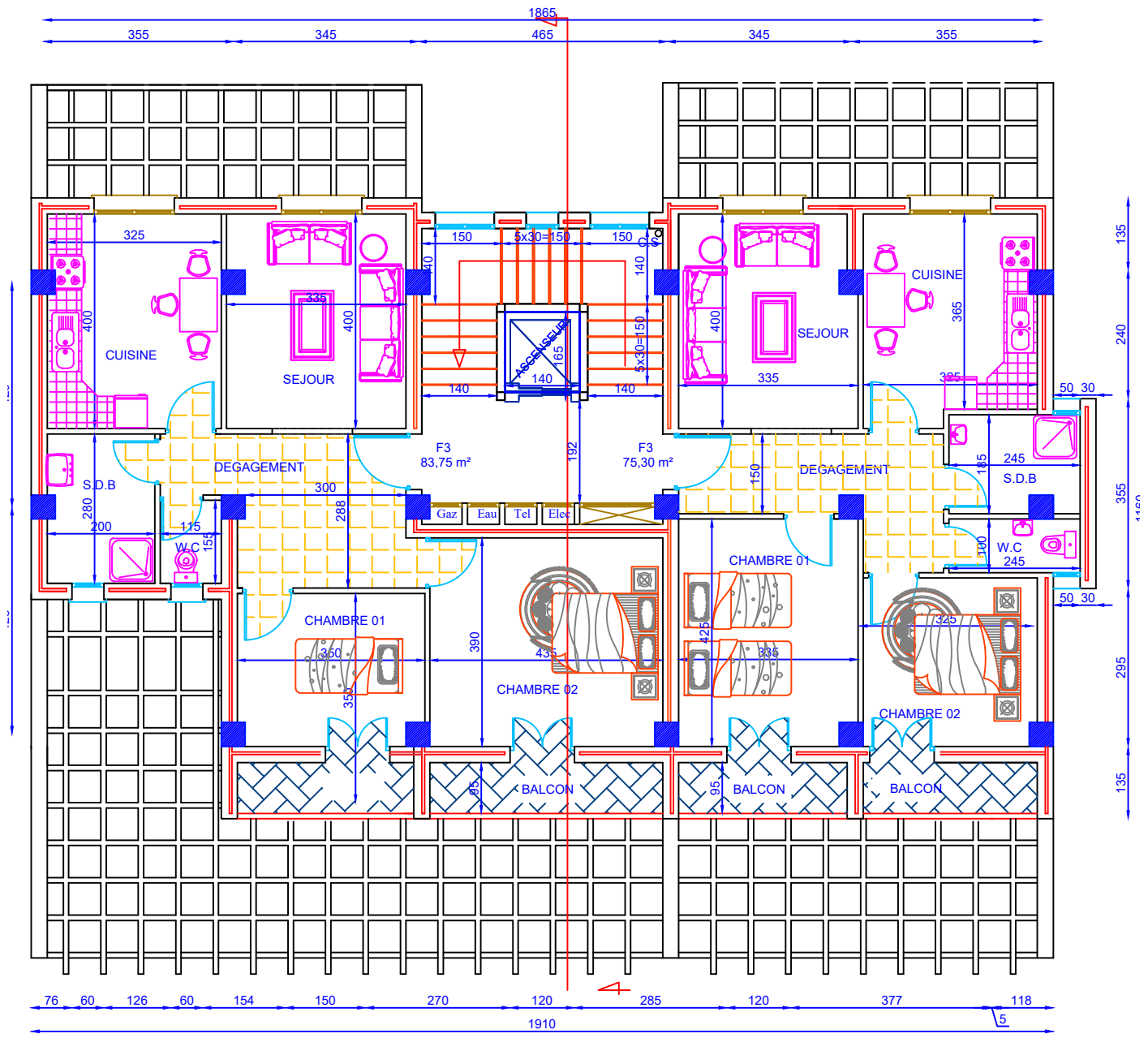
PLAN REZ DE CHAUSSEE Ech: 1/50



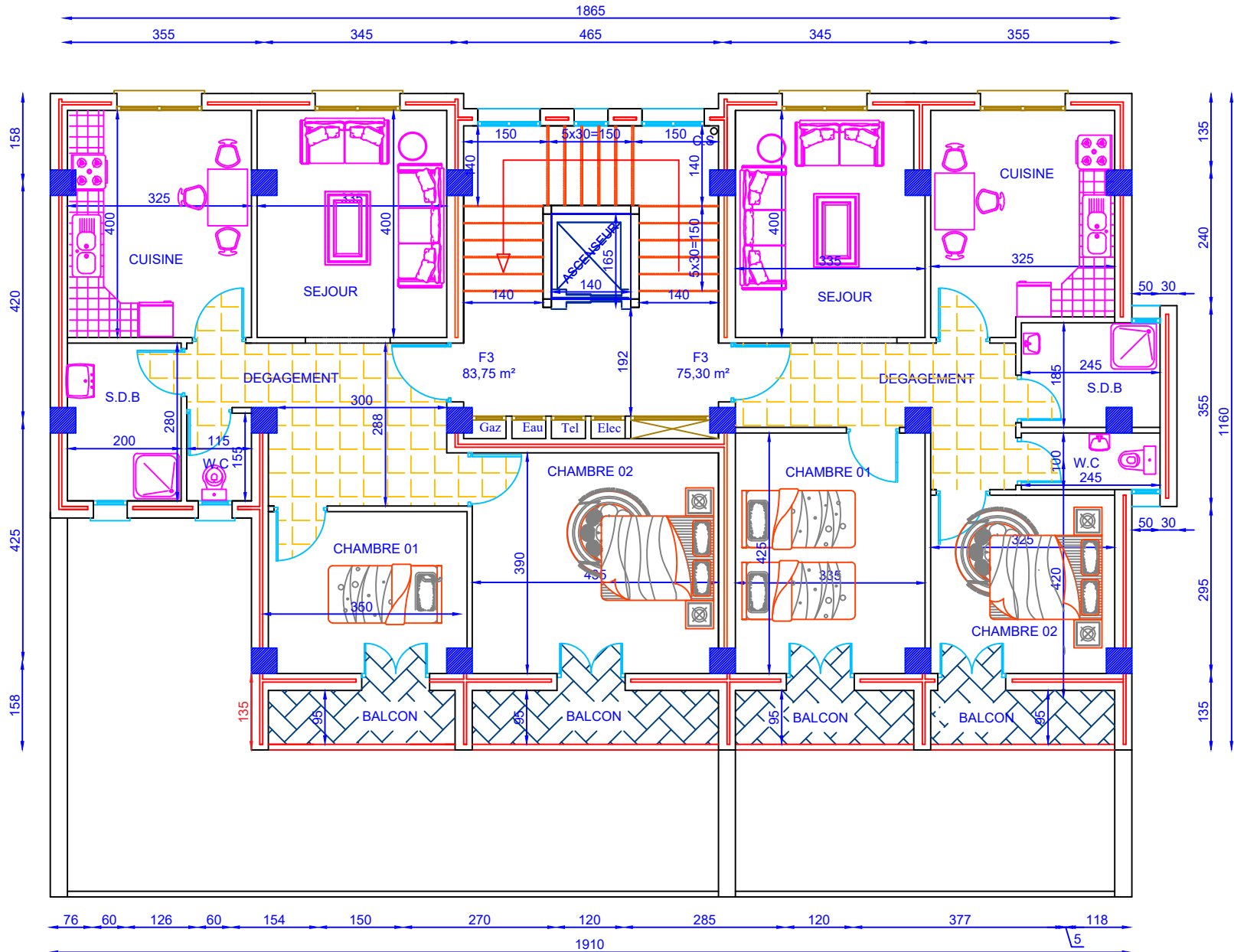
PLAN ETAGE 01 Ech: 1/50



PLAN ETAGE 02 Ech: 1/50



PLAN ETAGES 03 à 06 Ech: 1/50



PLAN DE TERRASSE Ech: 1/50

