

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'Enseignement Supérieur et
De la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane Mira – Bejaia-



Faculté des Lettres de technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de master en génie civil

Option : Structures

Thème

***Etude d'un bâtiment R+8 en béton armé à usage
d'habitation contreventé par un système mixte
(Voiles-Portiques)***

Réalisé par :

ABBAS Sara

FORTAS El djouher

Encadré par : Mr LAICHAOUI.A

Membres de jurys

Mr KHOUFACHE

Mr OURABAH

Année universitaire 2019/2020

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À mes chers parents

À mon oncle et sa femme

À mes sœurs et frères

À mon cousin ,sa femme et ses enfants

À mes cousines

À mes chères amies : Sabrina , Fadhila et Lynda

À mon adorable : M .Sofiane

À tout les membres de ma famille que je n'ai pas pu citer.

Et finalement a ma binôme Sara

FORTAS El djouher

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À mes chers parents

À mes chères sœurs et leurs maris et leurs enfants et mon chère frère Adel

À mes chères amies : lydia,

karima,mellissa,tissa ,nassima ,radiya,zahra ,assya ,lynda

À tout les membres de ma famille que je n'ai pas pu citer.

Et finalement a ma binôme EL DJOUHER

ABBAS Sara

Symboles et notations

- A (ou A_s , A_1)** : Aire d'une section d'acier (longitudinal)
- A** : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
- B** : Aire d'une section de béton
- E_s** : Module de Young de l'acier
- E_{ij}** : Module de Young instantané à l'âge de j jours
- E_{vj}** : Module de Young diffère à l'âge de j jours
- F** : Force ou action en général
- I_1** : Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)
- M_{ser}** : Moment fléchissant de calcul de service
- M_u** : Moment fléchissant de calcul ultime
- N_{ser}** : Effort normal de calcul de service
- N_u** : Effort normal de calcul ultime
- P** : Action permanente
- Q** : Action d'exploitation
- V_u** : Effort tranchant de calcul ultime
- a** : Largeur d'un poteau ou d'un voile
- b** : Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
- b_0** : Largeur de l'âme d'une poutre
- d (et d_0)** : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton
- e** : Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
- f_e** : Limite d'élasticité de l'acier
- f_{cj}** : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
- f_{tj}** : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
- g** : Charge permanente unitaire
- h** : Hauteur d'une poutre, d'une fondation
- h_0** : Hauteur du talon d'une poutre
- h_1** : Hauteur du hourdis d'une poutre
- j** : Nombre de jours de maturité du béton
- L** : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
- L_f** : Longueur de flambement.
- n** : Coefficient d'équivalence acier-béton.
- q** : Charge permanente unitaire.

S_t : Espacement des armatures transversales.
 y_1 : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
 y_u : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
 z (ou z_b): Bras de levier du couple de flexion.
 a_u : Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.
 γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (*gamma*).
 γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
 ϵ_{bcmax} : Déformations maximale du béton comprimé (*epsilon*).
 ϵ_{st} : Déformations des armatures tendues.
 ϵ_{sc} : Déformations des armatures comprimées.
 η : Coefficient de fissuration relatif à une armature (*eta*).
 λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (*lambda*).
 μ_{ser} : Moment ultime réduit à l'ELS (*mu*).
 μ_u : Moment ultime réduit à l'ELU.
 ν : Coefficient de poisson (*nu*).
 ρ : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (*rho*).
 σ : Contrainte normale (*sigma*).
 σ_{bc} : Contrainte maximale du béton comprimé.
 σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.
 σ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimés.
 τ : Contrainte tangente (*tau*).
 τ_u : Contrainte tangente conventionnelle.
 τ_s : Contrainte d'adhérence.
 τ_{se} : Contrainte d'adhérence d'entraînement.
 φ : Coefficient de fluage (*phi*).
 Φ_l : Diamètre d'une armature longitudinale.
 Φ_t : Diamètre d'une armature transversale.
 ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature (*psi*).

Table de matière

Introduction générale

Chapitre 01 : Généralités

1.1. Présentation de l'ouvrage	1
1.2. Caractéristiques géométriques et architecturales	1
1.3. Données géotechnique du site	1
1.4. Caractéristiques structurales.....	1
1.4.1. Ossature et système de contreventement	1
1.4.2. Planchers.....	1
1.4.3. Maçonnerie	2
1.4.4. Acrotère	2
1.5. Règlements et normes utilisés	2
1.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux	2
1.6.1. Béton.....	2
1.6.1.1. Résistances caractéristique à la compression.....	2
1.6.1.2. Résistance caractéristique du béton à la traction	3
1.6.1.3. Diagramme contraintes déformations	3
1.6.1.4. Contraintes limites ultimes du béton.....	3
1.6.1.5. Autres caractéristiques	4
1.6.2. Acier	4
1.6.2.1. Contrainte limite ultime de l'acier	5
1.7. Actions et sollicitations	6
1.7.1. Actions	6
1.7.2. Sollicitations	6
1.7.3. Différentes combinaisons d'action données par le RPA.....	6

Chapitre 02: Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires

2.1. Eléments secondaires	7
2.1.1. Planchers.....	7
2.1.1.1. Planchers corps creux.....	7
2.1.1.2. Planchers dalle pleine	9

2.1.2. Pré dimensionnement de l'acrotère	10
2.1.3. Escaliers.....	11
2.2. Eléments principaux.....	13
2.2.1. Poutres	13
2.2.1.1. Poutres principales	13
2.2.1.2. Poutres secondaires.....	13
2.2.2. Voiles.....	14
2.2.3. Poteaux	14
2.2.3.1.Évaluation des charges et surcharges.....	15
2.2.3.2. Descente de charge.....	17
2.2.3.3. Vérification du poteau C6.....	19

Chapitre 03: Etude des éléments secondaires

3.1. Calcul desplanchers.....	22
3.1.1. Plancher à corpscreux.....	22
3.1.1.1 Etude des poutrelles.....	22
3.1.2. Plancher à dalle pleine	39
3.2. Etude des escaliers.....	47
3.3. Etude de la poutre palière.....	51
3.4. Etude de la poutre de chainage.....	55
3.5. Étude de l'acrotère.....	58
3.6. Etude de l'ascenseur.....	63
3.6.1. Définition.....	63
3.6.2. Les caractéristiques de l'ascenseur.....	63
3.6.3. Etude de la dalle d'ascenseur.....	63
3.6.3.1. Cas d'une charge répartie	64
3.6.3.2. Cas d'une charge concentré.....	66

Chapitre 04: Etude dynamique

4.1. Modélisation.....	72
4.2. Méthodes de calcul des forces sismiques	72
4.2.1. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente	73
4.3. Disposition des voiles de contreventement	74

4.4. Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique	75
4.5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003.....	77
4.5.1. Vérification de la résultante de la force sismique à la base	77
4.5.2. Vérification vis-à-vis de la période.....	77
4.5.3. Justification de l'interaction voile-portique	78
4.5.4. Vérification de l'effort normal réduit.....	79
4.5.5. Vérification vis-à-vis les déformations	79
4.5.6. Vérification vis-à-vis les efforts $P-\Delta$	80

Chapitre 05: Etude des éléments structuraux

5.1. Etude des poteaux.....	82
5.1.2. Recommandations du RPA99/2003.....	82
5.1.3. Les sollicitations maximales dans les poteaux	84
5.1.4. Ferrailage	84
5.1.5. Vérifications nécessaires	85
5.2. Etude des poutres	88
5.2.1. Recommandations du RPA 99/2003.....	88
5.2.2. Les sollicitations maximales et ferrailage des les poutres.....	89
5.2.3. Vérifications nécessaires	90
5.3. Etude des voiles.....	93
5.3.1. Recommandation du RPA99 version 2003.....	94
5.3.2. Règles communes (RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3)	94

Chapitre 06: Etude de l'infrastructure

6.1. Choix du type de fondation	100
6.1.1. Vérification des semelles isolées	100
6.1.2. Vérification des semelles filantes	101
6.1.3. Vérification du Radier général.....	101
3.1.3.1. Ferrailage de La dalle du radier.....	103
3.1.3.2. Calcul des nervure.....	105
6.2. Etude des voile périphérique	108
6.2.1. Dimensionnement du voile périphérique.....	108
6.2.2. Ferrailage du voile	109

6.2.3. Vérification à l'ELU	110
-----------------------------------	-----

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Plan de la structure

Liste de figures

Chapitre 01 : Généralités

Figure 1.1. Vue en 3D du bâtiment.....	1
Figure 1.2. Vue en plan du bâtiment.....	1

Chapitre 02: Pré dimensionnement et calcul des éléments

Figure 2.1 : Coupe transversale du plancher à corps creux.....	7
Figure 2.2.Schéma de la disposition des poutrelles.....	8
Figure 2.3.Schéma d'une poutrelle.....	8
Figure 2.4. Dalle sur quatre appuis D1	10
Figure 2.5. Dalle sur quatre appuis D2	10
Figure 2.6. Dalle sur trois appuis D3	10
Figure 2.7. Dalle sur quatre appuis D4	10
Figure 2.8. Schéma statique de l'acrotère	10
Figure. 2.9. Schéma d'un escalier.....	11
Figure 2.10. Schéma statique d'escalier 01	12
Figure.2.11.. Schéma statique d'escalier du 1 ^{er} étage.....	12
Figure 2.12: dimension d'un voile.....	14
Figure.2.13.Surface afférente de la terrasse accessible et étage courant.....	18

Chapitre 03: Etude des éléments secondaires

Figure 3.1.Moment d'une poutre à deux travées.....	23
Figure 3.2. Moment d'une poutre à plus de deux travées.....	23
Figure 3.3 .Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à deux travées.....	23
Figure 3.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre a plus de deux travées.....	23
Figure 3.5. Schéma statique de poutrelle type 06.....	26
Figure3.6.schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	39
Figure 3.7. Dalle sur quatre appuis D1	40
Figure 3.8. Dalle sur quatre appuis D2	43

Figure 3.9. Dalle sur trois appuis D3	43
Figure 3.10. Dalle sur quatre appuis D4	43
Figure 3.11. Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis D1	47
Figure 3.12. Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis D2	47
Figure 3.13. Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis D3	47
Figure 3.14. Schéma statique de l'escalier.....	47
Figure 3.15. Schéma de ferrailage de l'escalier.....	50
Figure 3.16. Schéma statique de la poutre palière.....	51
Figure 3.17. Section considérée dans le calcul de torsion.....	52
Figure 3.18. Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	55
Figure 3.19. Schéma statique de la poutre de chaînage	56
Figure 3.20. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage en appui et en travée.....	58
Figure 3.21. Coupe transversale de l'acrotère.....	58
Figure 3.22. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	63
Figure 3.23. Schéma de l'ascenseur.....	63
Figure 3.24. Schéma de ferrailage de la dalle au dessous de l'ascenseur.....	65
Figure 3.25. Schéma représentant la surface d'impact.....	66
Figure 3.26. Calcul du Périmètre au niveau de la feuille moyenne.....	66
Figure 3.27. Schéma de ferrailage de la dalle au dessus de l'ascenseur.....	70

Chapitre 04: Etude dynamique

Figure 4.1. Vu en 3D de la modélisation de la structure.....	71
Figure 4.2. Spectre de réponse.....	74
Figure 4.3. Plan de disposition des voiles de contreventement.....	75
Figure 4.4. 1er Mode de vibration -Translation suivant l'axe Y.....	76
Figure 4.5. 2ème Mode de vibration -Translation suivant l'axe X.....	76
Figure 4.6. 3ème Mode de vibration -Rotation autour de l'axe Z.....	77

Chapitre 05: Etude des éléments structuraux

Figure 5.1. Zone nodale.....	82
Figure 5.2. Section d'un poteau.....	86
Figure 5.3. Répartition des moments dans la zone nodale.....	92
Figure 5.4. Schéma des contraintes.....	96
Figure 5.5. Schéma de ferrailage du voile VX1 au niveau du RDC.....	98

Chapitre 06: Etude de l'infrastructure

Figure 6.2. Schéma de ferrailage du radier	105
Figure 6.3. Charges transmises aux nervures dans le sens XX.....	106
Figure 6.4. Charges transmises aux nervures dans le sens YY.....	106
Figure 6.5. Schéma des nervures.....	107
Figure 6.6. Diagramme des contraintes.....	109
Figure 6.7. Ferrailage du voile périphérique	111

Liste de tableaux

Chapitre 02 : Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires

Tableau 2.1. Dimensionnement des dalles pleines.....	10
Tableau 2.2. Evaluation des charges de l'acrotère.....	11
Tableau 2.3. Dimensions des voiles.....	14
Tableau 2.4. Poids des poteaux supposés.....	15
Tableau 2.5. Charges d'exploitations des différents éléments.....	15
Tableau 2.6. Evaluation de charge pour étage terrasse inaccessible.....	15
Tableau 2.7. Evaluation de charge pour étage terrasse accessible.....	15
Tableau 2.8. évaluation de charge pour étage courants.....	16
Tableau 2.9 .Evaluation de charge de la dalle pleine.....	16
Tableau 2.10. Evaluation de charge pour murs extérieurs.....	16
Tableau 2.11. Evaluation de charge et de surcharge du palier d'escalier.....	16
Tableau 2.12. Evaluation de charge et de surcharge de la volé d'escalier.....	17
Tableau 2.13. Les résultats de la descente du poteau C6.....	18
Tableau 2.14. . Les résultats de la descente du poteau C5 et D5.....	19
Tableau 2.15. vérification a la compression simple du poteau le plus sollicité C6.....	19
Tableau 2.16. Résultat de vérification au flambement pour les poteaux.....	20

Chapitre 03: Etude des éléments secondaires

Tableau 3.1. différents types de poutrelles.....	24
Tableau 3.2. Charges revenant aux poutrelles.....	25
Tableau 3.3. Sollicitations maximales de différentes poutrelles.....	28
Tableau 3.4. Sollicitations maximales.....	28
Tableau 3.5. Calcul des moments correspondants.....	34
Tableau 3.6.: calcul des contraintes correspondantes.....	35
Tableau 3.7. calcul du coefficient μ	35

Tableau 3.8. Calcul des moments d'inerties fictives.....	35
Tableau 3.9. Vérification de la flèche.....	36
Tableau 3.10. Vérification de la flèche dans l'étage courant.....	36
Tableau 3.11. Ferrailage des poutrelles des différents planchers.....	36
Tableau 3.12. choix des barres de ferrailages et vérification au cisaillement.....	37
Tableau 3.13 vérification des états limite de compression du béton.....	37
Tableau 3.14. Vérification des états limite de déformation.....	37
Tableau 3.15. Vérification de la flèche dans 7 ^{ème} étage et terrasse accessible.....	38
Tableau 3.16. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.....	38
Tableau 3.17. Données des différents types de dalles pleines.....	40
Tableau 3.18. Ferrailage de la dalle sur 4 appuis.....	41
Tableau 3.19. Sollicitations maximales dans les dalles pleines.....	44
Tableau 3.20. Calcul du ferrailage à l'ELU.....	44
Tableau 3.21. Vérification de l'effort tranchant à l'ELU.....	44
Tableau 3.22. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	45
Tableau 3.23. Vérifications des conditions de la flèche des dalles pleines.....	46
Tableau 3.24. Vérification de la flèche dans la dalle D2.....	48
Tableau 3.25. Vérification des contraintes dans l'escalier.....	49
Tableau 3.26. Vérification de la flèche dans l'escalier.....	50
Tableau 3.27. Ferrailage de la poutre palière en flexion simple.....	52
Tableau 3.28. Moments en travée et en appuis.....	53
Tableau 3.29. Ferrailage de la poutre palière en flexion simple.....	53
Tableau 3.30. Calcul à la torsion.....	55
Tableau 3.31. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	55

Tableau 3.32. Ferrailage de la poutre de chaînage	57
Tableau 3.33. vérification des contraintes à l'ELS dans la poutre de chaînage.....	57
Tableau.3.34. Différentes combinaisons à utiliser.....	59
Tableau 3.35. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	64
Tableau 3.36. Vérification des contraintes dans l'acier.....	65
Tableau 3.37. Ferrailage de la dalle supérieure de l'ascenseur.....	67
Tableau.3.38. Vérification de l'état limite de compression de béton.....	69
Tableau 3.39. Vérification des contraintes dans l'acier.....	69
Tableau 3.40. Ferrailage de la dalle pleine à l'ELS.....	69

Chapitre 04: Etude dynamique

Tableau 4.1. Valeurs des pénalités P_q	73
Tableau 4.2. Périodes et taux de participation massique de la structure.....	75
Tableau 4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	77
Tableau 4.4. Vérification de la période.....	77
Tableau 4.5. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.....	78
Tableau 4.6. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales sens x..	78
Tableau 3.7. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales sent y..	79
Tableau4.8. les sections des poteaux.....	79
Tableau 4.9. vérification de l'effort normal réduit.....	79
Tableau4.10. Vérifications des déplacements.....	80
Tableau 4.11. Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$	81

Chapitre 05: Etude des éléments structuraux

Tableau 5.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	83
Tableau 5.2. Sollicitations dans les poteaux des différents niveaux.....	84

Tableau 5.3. Ferrailage longitudinal des poteaux.....	85
Tableau 5.4. Ferrailage transversales des poteaux.....	85
Tableau 5.5 : Vérification au flambement des différents poteaux.....	86
Tableau 5.6. Vérification des contraintes dans le béton.....	86
Tableau 5.7. Vérification des contraintes de cisaillement.....	87
Tableau 5.8. Dimensions de la zone nodale.....	88
Tableau 5.9. Les armatures longitudinales dans les poutres.....	89
Tableau 5.10. Vérification des contraintes tangentielles.....	90
Tableau 5.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	91
Tableau 5.12. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	91
Tableau 5.13. Moments résistants des poteaux.....	92
Tableau 5.14. Moments résistants dans les poutres.....	93
Tableau 5.15. Vérification de la zone nodale dans les différents étages.....	93
Tableau 5.16. sollicitations dans le voile VX1 au niveau RDC	95
Tableau 5.17. Ferrailage du voile VX1.....	97
Tableau 5.18. Ferrailage du voile VY1.....	98
 Chapitre 06: Etude de l'infrastructure	
Tableau 6.1. Somme des efforts normaux des différentes files de semelles.....	101
Tableau 6.2. Section d'armatureur du radier.....	104
Tableau 6.3. Vérification des contraintes de radier.....	105
Tableau 6.4. Section d'armatureur du radier a l'ELS	105
Tableau 6.5. Sollicitations de la nervure dans le sens XX.....	106
Tableau 6.7. Résultats de ferrailage des nervures.....	107

Tableau 6.8. Vérification des contraintes des nervures du radier.....	108
Tableau 6.9. Résultats de ferrailage des nervures à l'ELS	108
Tableau 6.10. calcul des moment.....	110
Tableau 6.11. ferrailage du voile périphérique	110
Tableau 6.12. Vérification des contraintes à l'ELS.....	110
Tableau 6.13. Section d'armateur du voile périphérique l'ELS	111

Introduction générale

Introduction

Le besoin de construire des bâtiments en Algérie augmente de plus en plus à cause de l'augmentation de la population en Algérie dans les zones du nord, surtout littorales, comme Bejaïa et le manque du foncier pour la construction conduit le concepteur à projeter des bâtiments de hauteur considérables et dans des sites parfois de caractéristiques médiocres, pour répondre au besoin. Vu que le nord algérien est susceptible de subir des séismes majeurs. Alors construire de bâtiments de telle importance l'ingénieur sera confronté à plusieurs contraintes. Pour répondre à toutes les exigences il doit avoir des connaissances approfondies dans plusieurs domaines, conception, modélisation, géotechnique règlement, maîtrise des matériaux ...etc.

Après la conception architecturale des structures, et l'étude géotechnique du site d'implantation, la structure sera transmise pour le dimensionnement génie civil selon les règles en vigueur. L'ingénieur génie civil va veiller à dimensionner les éléments de la structure sous différents chargement tout en respectant les prescriptions réglementaires. La conception parasismique des bâtiments et des ouvrages de génie civil fait désormais partie des tâches de l'ingénieur. Dans le domaine du bâtiment, la bonne utilisation d'une norme parasismique par un ingénieur de structures suppose qu'il comprenne les particularités de l'action sismique.

Une bonne étude d'un ouvrage de génie civil repose principalement sur la qualité des études aux plans de la conception et du calcul, aussi sur la reconnaissance du sol et du site d'implantation des ouvrages. A cela s'ajoute la qualité des matériaux et des produits de construction, la qualité des travaux d'exécution, la qualité du suivi des travaux de réalisation et du contrôle technique de construction, conformément aux exigences réglementaires requises en particulier et aux règles de l'art en général.

Dans ce présent travail on présente l'étude d'un bâtiment en béton armé R+8 destiné usage d'habitation. Le bâtiment en question est constitué d'un rez-de-chaussée destinés à usage commerce, et 8 étages destinée pour l'habitation. Le bâtiment sera réalisé dans le terrain ALCOSTE à Bejaïa dans le lieu dit OUED SGHIR en face LA CASERNE MILITERNE. Selon règlement parasismique Algérien la région de Bejaïa est classée comme zone sismique IIa. Le bâtiment est à usage multiple commerce et habitation selon le même règlement est classée dans le groupe d'usage 2a. La structure étudiée sera réalisée par une ossature en béton armé, cette ossature sera constituée par des portiques poteaux-poutres en béton armé, et des

voiles de contreventement aussi en béton armé, et des plancher qui constituent les diaphragmes. L'ensemble des cloisons de séparation sont des murs en maçonnerie (en brique et mortier) et les éléments non structuraux sont réalisés en béton armé.

Le travail est divisé en Six chapitres, le premier portera sur la présentation complète de la structure étudiée, du site d'implantation, des règlements utilisés et le deuxième sera consacré pour la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser. Le troisième sera consacré pour redimensionnement des éléments non structuraux (les planchers, les escaliers, l'acrotère...) et pour la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments non structuraux et structuraux du bâtiment. Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ETABS. La structure est modélisée sous forme d'une ossature en portique poteau et poutre et des planchers modéliser sous forme de diaphragmes rigides. Le modèle de la structure est composé de 9 étages encastres à la base. Le cinquième chapitre portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles). Le sixième chapitre portera sur l'étude de l'infrastructure (les fondations) Dans cette partie de notre travail on va présenter les différentes étapes du dimensionnement des fondations de l'ouvrage en question toute en respectant les règles en vigueur. Et en termine par une conclusion générale.

Chapitre 01

1.1. Présentation de l'ouvrage

Le projet qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment en béton armé (R+8) à usage d'habitation, implanté à Bejaia ville qui est d'après le règlement parasismique Algérien 99 version 2003 est classé en zone moyenne sismicité (en zone IIa).

Le bâtiment est classé en groupe d'usage 2.

1.2. Caractéristiques géométriques et architecturales

- ❖ Longueur en plan.....lx= 20,95m
- ❖ Largeur en plan.....Ly= 25,5m
- ❖ Hauteur des étages courants3.06m (1^{er} étage 3.4m)
- ❖ Hauteur du rez de chaussé3.06m
- ❖ Hauteur totale30.08m

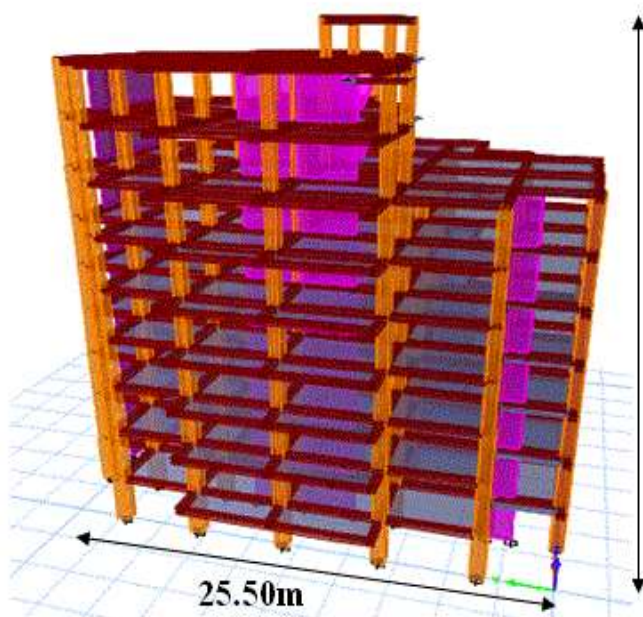


Figure 1.1. Vue en 3D du bâtiment

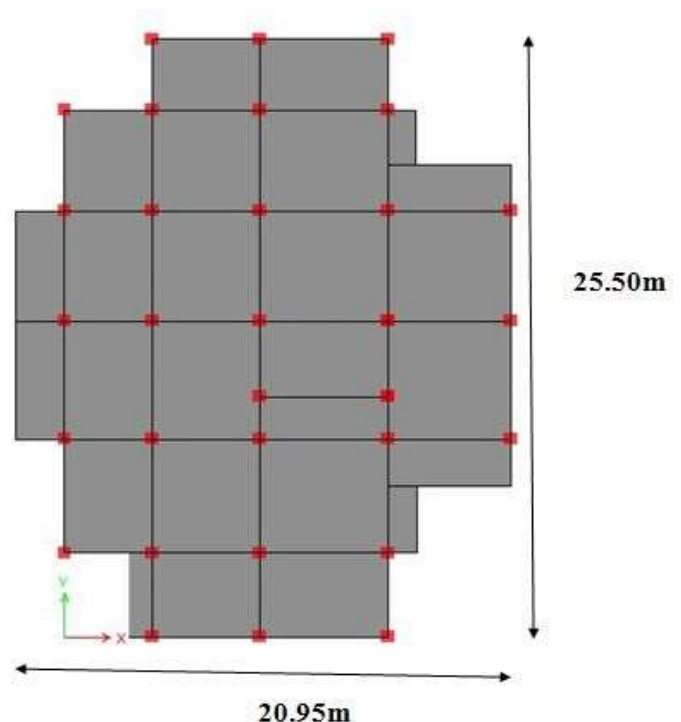


Figure 1.2. Vue en plan du bâtiment

1.3. Données géotechnique du site

Le sol de notre site est constitué essentiellement par une couche d'argile limoneuse graveleuse, parfois sableuse grise parfois sableuse étendue, cette formation repose sur une couche d'argile marneuse grise.

Les résultats de l'essai préssiométrique ont permis de classer le site en catégorie S4 (sol très meuble).

La contrainte admissible du sol est **0.9 bars**.

Après renforcement du sol la contrainte admissible du sol est de **1.3bars**. Les fondations superficielles seront encreées à **3.20m**.

1.4. Caractéristiques structurales

1.4.1. Ossature et système de contreventement

Le contreventement du bâtiment est assuré par des voiles et des portiques et lui assurant une stabilité vis-à-vis des charges horizontale et verticale, ce qui lui confère une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

1.4.2. Planchers

Dans ce bâtiment nous avons deux types de plancher :

Les planchers à corps creux constitués de corps creux avec une dalle de compression et des poutrelles qui forment un diaphragme horizontale rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

Les balcons ainsi que la cage d'ascenseur du bâtiment cité en dessus seront réalisés en dalles pleines.

1.4.3. Maçonnerie

Les murs extérieurs sont réalisés en brique creuse à double parois (celle de l'intérieur de 10cm d'épaisseur et celle de l'extérieur est de 15cm d'épaisseur) séparées par une lame d'air d'épaisseur de 5cm pour l'isolation thermique et phonique.

Les murs intérieurs (cloison de séparation) sont en simple parois réalisés en brique de 10cm d'épaisseur.

1.4.4. Acrotère

C'est un élément en béton armé il entoure les extrémités du dernier niveau (terrasse) encastré à sa base au plancher.

1.5. Règlements et normes utilisés

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- ❖ CBA 93 (Code de Béton Armé)
- ❖ BAEL modifié 91(Béton Armé Aux Etats Limites)
- ❖ DTR BC 2.2 (Document Technique Réglementaire Charges et surcharges)
- ❖ RPA 99 version 2003(Règlement parasismique Algérien) ;

1.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

1.6.1. Béton

Le béton est le matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables de ciment de granulat et d'eau, et béton armé le matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers destinés à équilibrer les efforts de traction aux quels le béton résiste peu ou mal.

1.6.1.1. Résistances caractéristique à la compression

Pour notre ouvrage on utilisera un béton courant dont la résistance nominale à la compression à 28jours est de 25MPa (noté f_{c28}), le durcissement étant progressif f_{cj} est en fonction de l'âge du béton aussi la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit approximativement les lois suivantes : **CBA93 (Art, A.2.1.1.1).**

$$\blacklozenge \text{ Bétons de résistance courante : } f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40MPa$$

$$\blacklozenge \text{ Bétons de haute résistance : } f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40MPa$$

Lorsque l'âge dépasse 28 jours, on peut admettre une valeur au plus égale à $1.1 \times f_{c28}$, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 MPa.

$$\text{Lorsque : } j \geq 60 \rightarrow \text{On utilise la relation : } \begin{cases} f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \\ f_{c28} = 25MPa \end{cases}$$

1.6.1.2. Résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance du béton à la traction à l'âge de j jours f_{tj} est définie conventionnellement par la formule suivante : Pour $f_{cj} \leq 60MPa$

$$f_{cj} \leq 60MPa \rightarrow f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2).}$$

$$\text{Pour } j=28\text{jours et } f_{c28} = 25MPa . \rightarrow f_{t28} = 2.1MPa$$

1.6.1.3. Contraintes limites ultimes du béton

❖ Etat limite ultime (ELU)

1) La contrainte limite de compression à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEL 91 (Article A.4.3).}$$

Avec : 0.85 : coefficient de minoration a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

γ_b : Coefficient de sécurité pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de résistance.

$\gamma_b = 1.15 \rightarrow$ situation accidentelle.

$\gamma_b = 1.5 \rightarrow$ situation courante (durable).

$\theta = 1 \rightarrow$ pour une durée probable d'application de la combinaison d'action supérieure à 24h.

$\theta = 0.9 \rightarrow$ pour une durée probable d'application comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85 \rightarrow$ pour une durée probable d'application inférieure à 1h.

2) La contrainte de cisaillement:

Elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

$$\blacklozenge \text{ Cas de fissuration peu nuisible : } \tau_u = \min \left[\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right) \right]$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u = 3.34 \text{ MPa}$

$$\blacklozenge \text{ Cas de fissuration nuisible ou très nuisible : } \tau_u = \min \left[\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) \right]$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u = 2.5 \text{ MPa}$.

a) Etat limite de service :(ELS)

La contrainte limite en service à ne pas dépasser en compression est :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.5.2).}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

1.6.2. Acier

Le deuxième matériau qui rentre dans le béton armé est l'acier, son rôle est de reprendre les efforts de traction. On utilise trois types d'armatures :

- ✓ Haute adhérence de nuance F_{e400} (les armatures longitudinales et transversales des éléments de la structure)
- ✓ Treillis soudés de nuance F_{e500} (dans la dalle de compression)
- ✓ Ronds lisses de nuance F_{e235} (les armatures transversales des poutrelles)

1.6.2.1. Contrainte limite ultime de l'acier

❖ A l'ELU

$$\begin{cases} \sigma_s = f_e / \gamma_s \text{ pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \text{ pour } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases} \rightarrow \text{Avec} \quad \varepsilon_s = f_e / \gamma_s \times E_s$$

$$\text{Telque : } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour situation accidentelle} \\ \varepsilon_s : \text{Allongement relatif} \\ E_s = 2.10^5 \text{ MPaModule d'élasticité longitudinal de l'acier.} \end{cases}$$

Pour notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \rightarrow \text{Situation durable.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \rightarrow \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

❖ A L'ELS

-Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire

- Fissuration nuisible :

$$\sigma_s \leq \min \left[(2/3) \times f_e; 110 \times (\eta \times f_{ij})^{1/2} \right] \quad \text{CBA93 (A.4.5.3.3).}$$

-Fissuration très nuisible :

$$\sigma_s \leq \min \left[0.5 \times f_e; 90 \times (\eta \times f_{ij})^{1/2} \right] \quad \text{CBA93 (A4.5.3.4).}$$

Avec η coefficient de fissuration :

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses(RL).

$\eta = 1.6$ pour les (HA).

1.7. Actions et sollicitations

1.7.1. Actions

Les actions sont des forces dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, on distingue trois catégories d'actions :

❖ action permanente(G)

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elle comporte :

- Poids propres des éléments de construction.
- Le poids de revêtement et cloisons.
- Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

❖ Les actions variables (Q_i)

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps, elles comprennent :

- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- Surcharge d'exploitation.
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait...etc.

1. Les actions accidentelles (FA)

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citant :

- Séisme(E).
- Chocs de véhicules routiers.
- Explosion.

-Avalanche.

1.7.2. Sollicitations

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

1.7.3. Différentes combinaisons d'action données par le RPA

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- Situation durable :
 - ELU : $1.35G+1.5Q$
 - ELS : $G+Q$
- Situation accidentelle :
 - $G+Q\pm E$
 - $0.8G\pm E$

Chapitre 02

Introduction

Afin de déterminer les sections minimales des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts sollicitant, il faut un pré dimensionnement de ces éléments, ce dernier doit être conforme aux règles BAEL91, CBA93, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

2.1. Eléments secondaires

2.1.1. Planchers

2.1.1.1. Planchers corps creux

Plancher à corps creux est composé de corps creux, de poutrelles et une dalle de compression **Figure 2.1**.

Son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition de la flèche donnée par **CBA93 (Art B.6.8.4.2.4)**. $h_t \geq \frac{l_{max}}{22,5}$

l_{max} : Distance maximale entre nus d'appuis des poutrelles selon le sens de la disposition.

$$l_{max} = 500 - 30 = 470 \text{ cm} \Rightarrow h_t = \frac{470}{22,5} \Rightarrow h_t = 20,88 \text{ cm.}$$

Soit: $h_t = h_{cc} + h_0 \Rightarrow h_t = 20 + 4 = 24 \text{ cm.}$

$h_{cc} = 20 \text{ cm}$: hauteur de corps creux.

$h_0 = 4 \text{ cm}$: hauteur de la dalle de compression.

Remarque : on a choisi des hourdis de 20 cm pour leur disponibilité sur le marché

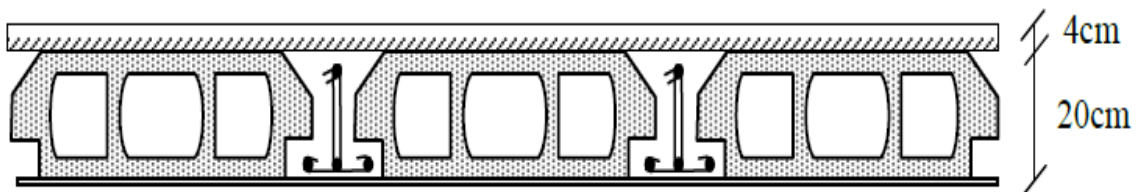


Figure 2.1 : Coupe transversale du plancher à corps creux

❖ Disposition des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton ou coulé sur place elles sont disposées selon deux critères :

- Critère de la plus petite portée
- Critère de continuité

Le schéma de disposition dans les différents niveaux est présenté sur la figure suivante :

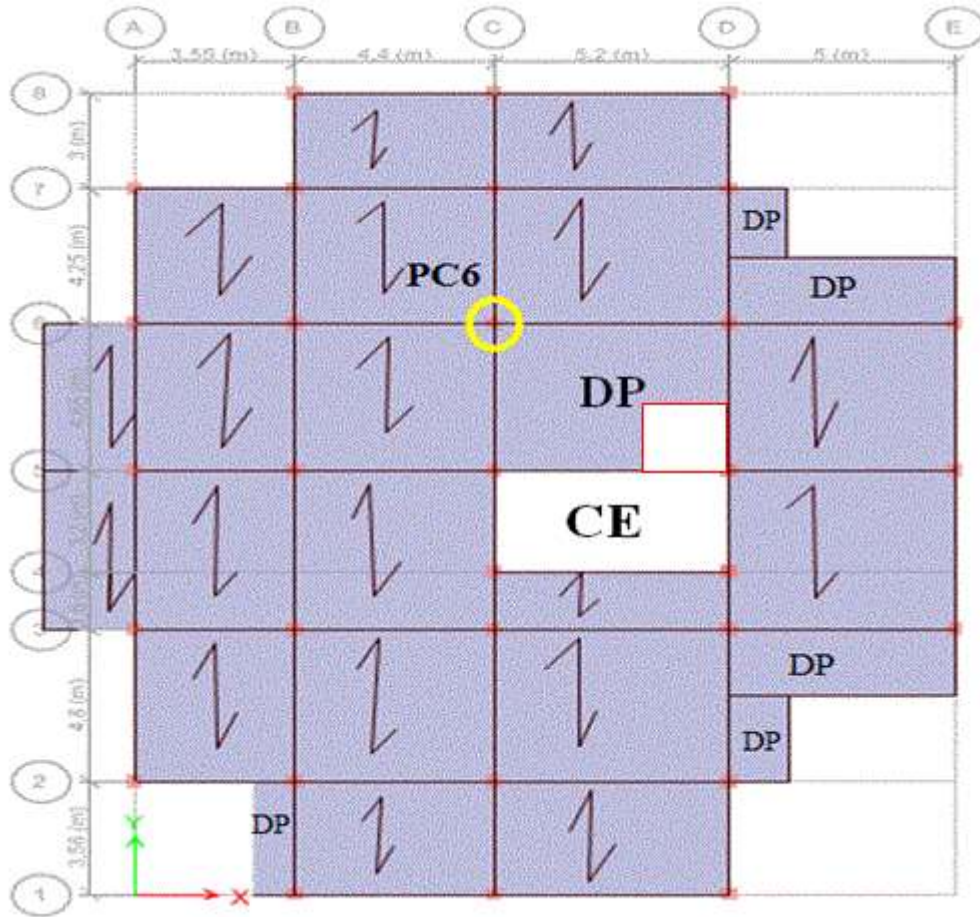


Figure 2.2.Schéma de la disposition des poutrelles

❖ Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles se calculent comme des sections en T (solidaire avec la dalle de compression).

Tel que :

- ✓ h_t : hauteur total de la poutrelle.
- ✓ h_0 : hauteur de la dalle de compression.
- ✓ b_0 : largeur de la nervure, choisie forfaitairement.
- ✓ b : largeur efficace.

On a : $h_t = 24$ cm et $h_0 = 4$ cm

$$0,4 \times h_t \leq b_0 \leq 0,6 \times h_t$$

AN : $9,6$ cm $\leq b_0 \leq 14,4$ cm Soit : **$b_0 = 12$ cm**

$$\frac{(b-b_0)}{2} \leq \text{Min} \left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right) \dots\dots\dots \text{CBA93 (art A.4.1.3).}$$

L_x : Est l'entre nus de deux poutrelles successives.

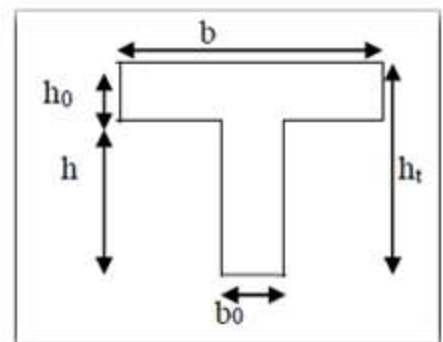


Figure 2.3.Schéma d'une poutrelle

L_y : est la longueur minimale d'une travée dans le sens de la disposition des poutrelles entre nus d'appuis.

Dans ce projet, on a : $L_x = 65-12= 53 \text{ cm}$; $L_y = 165-30= 135 \text{ cm}$

$$\text{Soit : } \frac{(b-12)}{2} \leq \text{Min} \left(\frac{53}{2}, \frac{135}{10} \right) \quad \text{Donc : } b= 39 \text{ cm}$$

2.1.1.2. Planchers dalle pleine

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place, à contour généralement rectangulaire ou arrondi. Ils reposent sur 1, 2,3ou 4 appuis, ces derniers peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux).

Le pré dimensionnement de ce type de plancher dépend de trois critères suivants :

❖ Critère de résistance à la flexion

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.}$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \rightarrow \text{Pour une dalle hyperstatique (4 appuis) et 3 appuis et } \rho < 0,4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \rightarrow \text{pour une dalle hyperstatique (4appuis) ou bien pour une dalle sur 3 appuis et } \rho \geq 0,4.$$

L_x : Est la plus petite portée

L_y : La plus grande portée (entre nus d'appuis) du panneau de dalle.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

❖ Critère de résistance au feu (coupe-feu)

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 7 \text{ cm pour une heure de coupe-feu.} \\ e \geq 11 \text{ cm pour deux heures de coupe-feu.} \\ e \geq 14 \text{ cm pour quatre heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

❖ Isolation phonique

Selon les règles techniques « CBA93 » l'épaisseur doit être : $e \geq 14 \text{ cm}$.

Les différents types des panneaux de dalles de notre structure sont représentés sur les figures suivantes :

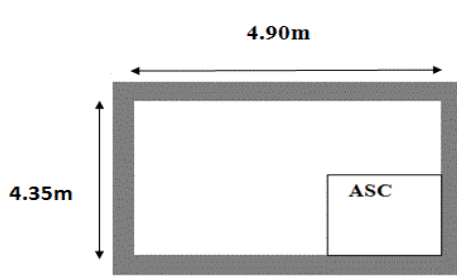


Figure 2.4. Dalle sur quatre appuis D1

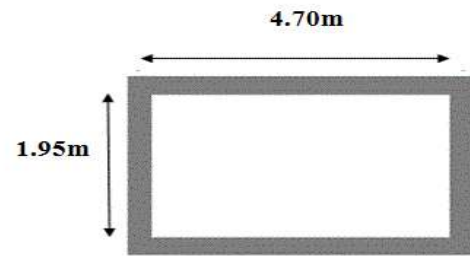


Figure 2.5. Dalle sur quatre appuis D2

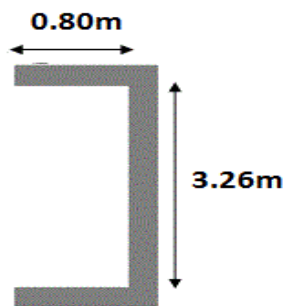


Figure 2.6. Dalle sur trois appuis D3

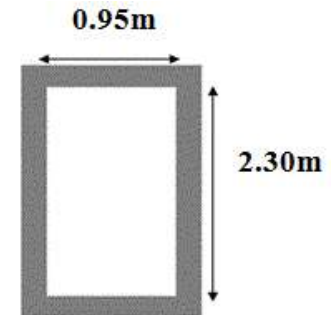


Figure 2.7. Dalle sur quatre appuis D4

Après l'application des conditions de la résistance à la flexion ainsi que la résistance au feu sur les différents panneaux de dalles pleines on a déduit ces résultats résumés dans le tableau suivant :

Tableau 2.1. Dimensionnement des dalles pleines.

Panneau	D1	D2	D3	D4
L_x (m)	4,35	1,95	0,8	0,95
L_y (m)	4,90	4,70	3,26	2,30
$\rho = L_x / L_y$	0,89	0,41	0,24	0,41
Epaisseur à la résistance	11cm	4cm	2cm	2cm
Epaisseur au coupe-feu	$e \geq 11$ cm	$e \geq 11$ cm	$e \geq 11$ cm	$e \geq 11$ cm
Epaisseur d'isolation phonique	$e \geq 14$ cm	$e \geq 14$ cm	$e \geq 14$ cm	$e \geq 14$ cm
Epaisseur adopté	$e = 14$ cm	$e = 14$ cm	$e = 14$ cm	$e = 14$ cm

2.1.2. Pré dimensionnement de l'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde corps pour les terrasses accessibles.

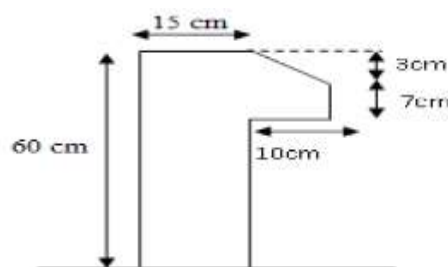


Figure 2.8. Schéma statique de l'acrotère

Les caractéristiques de l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 2.2. Evaluation des charges de l'acrotère

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Surface (m ²)	Densité (KN/m ²)	Poids (KN/ml)
Acrotère	15	0,0985	25	2,4625
Enduit de ciment intérieur	2	0,012	20	0,24
Enduit de ciment extérieur	2	0,01	20	0,2
Charge permanente total	G = 2,9025(KN/ml)			
Charge d'exploitation	Q = 1(KN/ml)			

2.1.3. Escaliers

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches en béton permettant le passage d'un niveau à l'autre, elles sont en béton armé, métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place. La figure suivante représente les différents éléments de l'escalier :

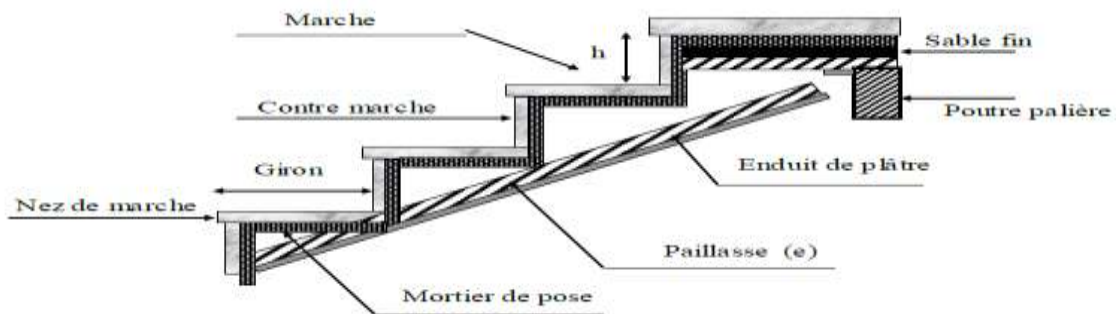


Figure. 2.9. Schéma d'un escalier

Dimensionnement

- La hauteur h des contres marches se situe entre 14 et 18 cm.
- La largeur g se situe entre 25 et 32 cm.

Est pour le calcul des dimensions des escaliers on applique la formule empirique de **blondel**

$$60 \leq g + 2 \times h \leq 0,65m \dots \dots \dots (1)$$

H₀: Demi-hauteur d'étage

L₀ : Longueur projetée de la volée.

g : le giron se situe entre 25 et 32 cm.

n : nombres de contres marches.

n-1 : nombres de marches.

h : La hauteur des contres marches se situe entre 14 et 18 cm.

L'escalier est de mêmes dimensions pour le RDC et les autres étages est sauf le premier étage.

En remplaçant h et g dans la formule de **BLONDEL**

$$0,60 \leq g + 2 \times h \leq 0,65 \text{ m}$$

Tel que : $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H_0}{n}$

On a : $H_0 = \frac{3,06}{2} = 1,53 \text{ m}$ et $L_0 = 2,4\text{m}$

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

n : C'est la solution de l'équation.

Après la résolution, on trouve $n=9$ qui présente le nombre de contre marches donc : **n=9**

Ce qui donne le nombre de marches : $n-1=9-1=8$. Donc : **n-1=8**.

Calcul du giron (g) et la hauteur de contre marche (h) :

Tel que : $g = \frac{240}{8} = 30\text{cm}$ et $h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$

L'épaisseur de la paillasse « e » : On a : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ Et : $L = L_{p1} + L_v + L_{p2}$

Tel que :

L_p : La longueur de palier (palier de départ et d'arrivée).

L_v : Longueur de la volée.

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{2,4^2 + 1,53^2} = 2,85\text{m}$$

$$\Rightarrow L = 2,85 + 1,5 + 1,3 \Rightarrow L = 5,65\text{m}$$

$$\frac{565}{30} \leq e \leq \frac{565}{20} \rightarrow 18,83 \leq e \leq 28,25$$

Soit : **e = 19 cm**

$$\text{tg } \alpha = \frac{1,53}{2,4} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ.$$

et pour les escaliers du premier étage on a :

n=10 Ce qui donne le nombre de marches : $n-1 = 10-1$ Donc : **n-1 = 9**

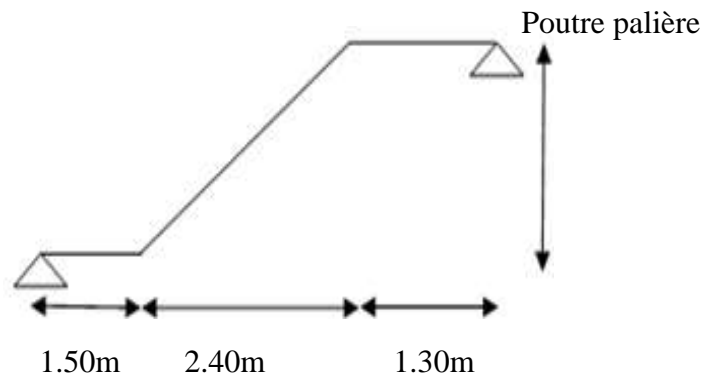


Figure 2.10. Schéma statique d'escalier 01

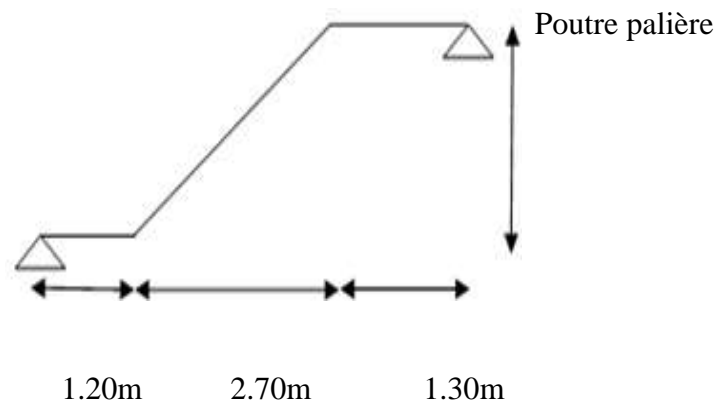


Figure.2.11.. Schéma statique d'escalier du 1^{er} étage

2.2. Eléments principaux

2.2.1. Poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. Le pré dimensionnement des poutres de section rectangulaire se fait en respectant la condition du BAEL91 suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{Tel que : } h : \text{ hauteur de la poutre, } b : \text{ la largeur de la poutre}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad L: \text{ Distance maximale entre nus d'appuis.}$$

2.2.1.1. Poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles. Selon le BAEL91 leur pré dimensionnement est comme suit :

$$L_{max} = 520 - 30 = 490 \text{ cm}$$

$$\frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10} \Rightarrow 32,66 \text{ cm} \leq h \leq 49 \text{ cm} \quad \text{soit : } h = 40 \text{ cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 13,5 \leq b \leq 31,5 \quad \text{soit : } b = 30 \text{ cm}$$

❖ Vérification les conditions suivant l'article 7.5.1 de RPA/V 2003 :

$b \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.

$1 \leq \frac{h}{b} = 1,33 \leq 4$ condition vérifiée.

$$\text{Soit : } (b \times h)_{pp} = (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

2.2.1.2. Poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles. Selon le BAEL91 leur pré dimensionnement est comme suit :

$$L_{max} = 500 - 30 = 470 \text{ cm}$$

$$\frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \Rightarrow 31,33 \text{ cm} \leq h \leq 47 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h = 35 \text{ cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow \text{soit : } b = 30 \text{ cm}$$

Les exigences du RPA citées au paravent sont vérifiées.

$$\text{Soit } (b \times h)_{ps} = (30 \times 35) \text{ cm}^2.$$

2.2.2. Voiles

Ce sont des éléments de contreventement vertical mince et continu,, ils sont utilisé pour reprendre l’effort sismique. L’épaisseur de voile est donnée par les conditions du **RPA2003** (art 7.7.1) suivantes :

- ✓ $e \geq 15 \text{ cm}$ (1)
- ✓ $e \geq \frac{h_e}{20}$ (2)
- ✓ $L \geq 4 \times e$ (3)

Les conditions sont équivalent à : $\Rightarrow e \geq \text{Max} (h_e / 20 , 15 \text{ cm})$

Tel que :

h_e : Hauteur libre du voile.

e : épaisseur du voile.

L : longueur du voile.

$$\begin{cases} h_e = 340-40=300\text{cm} \text{ (1}^{\text{er}} \text{ étage)} \\ h_e = 306-40=266\text{cm} \text{ (RDC et autres étages)} \end{cases}$$

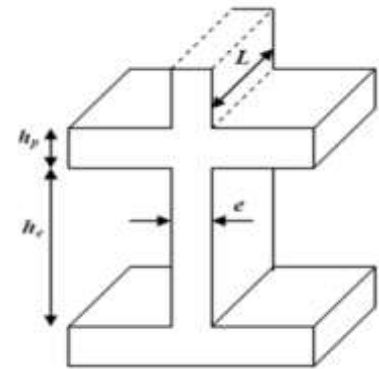


Figure 2.12: Dimension d’un voile

Les différentes dimensions des voiles sont données dans le tableau suivant :

Tableau 2.3. Dimensions des voiles

Etage	h étage (m)	h libre (m)	$h_e/20$ (cm)	e adopté (cm)	L adopté (cm)
RDC	3,06	2.66	13.30	15	60
1 ^{er} étage courant	3,40	3,16	15	15	60
Autre étages courants	3,06	2,66	13.30	15	60

2.2.3. Poteaux

Sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, leur pré dimensionnement se fait selon trois critères suivants :

- Critère de résistance à la compression
- Critère de stabilité de forme (flambement).
- Les exigences du RPA m899 version 2003.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le **RPA**, d’après l’article (Art. 7.4.1) on doit satisfaire les conditions suivantes pour **la zone II_a** :

$$\begin{cases} \text{Min} (b ; h) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min} (b ; h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{cases}$$

- **Poids des poteaux** : $G_{\text{poteau}} = b \times h \times l \times \rho_{\text{beton}}$

Tableau 2.4. Poids des poteaux supposés

Niveaux	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} et 8 ^{ème}	Terrasse
Poteaux (cm ²)	45×45	40×45m ²	40×40	35×40	35×35	30×35
La hauteur he des poteaux (m)	3.40	1er étage he =3.40 2 ^{ème} étage he =3.06	3.06	3.06	3.06	3.06
Poids propres (KN)	15,49	1 ^{er} étage G=15,3 2 ^{ème} étage G=13,77	12,24	10,71	9,37	5,77

2.2.3.1.Évaluation des charges et surcharges

❖ Charges d'exploitation

Tableau 2.5. Charges d'exploitations des différents éléments

Nature de plancher	valeur « Q » (KN/m ²)
Toiture	1
Etage terrasse inaccessible	1
Etage courant (habitation)	1,5
Etage terrasse accessible	1,5
Escalier	2,5
Balcon	3,5

❖ Charges permanentes

- **Plancher terrasse inaccessible**

Tableau 2.6. Evaluation de charge pour étage terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
Gravillon de protection	0,04	20	0,8
Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
Isolation thermique	0,015	18	0,27
Plancher corps creux	(20+4)	/	3,3
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Forme de pente	0,065	22	1,43
Charge permanente total	G=6,12KN/m ²		

- **Plancher terrasse accessible**

Tableau 2.7. Evaluation de charge pour étage terrasse accessible

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Plancher corps creux	(0,2+0,04)	/	3,3
Forme de pente 2 %	22	0,065	1,43
Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente total	G=6,09KN/m ²		

➤ **plancher étage courant :****Tableau 2.8.**évaluation de charge pour étage courants

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densités (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Plancher corps creux	(0,2+0,04)	/	3,3
Cloison de séparation	0,1	10	1
Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente total	G = 5,66 KN/m²		

➤ **Plancher dalle pleine (balcon)****Tableau 2.9 .**Evaluation de charge de la dalle pleine.

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densités (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Plancher dalle pleine	0,14	25	3,5
Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente total	G = 5,02 KN/m²		

• **Murs extérieurs doubles parois en briques creuses****Tableau 2.10.** Evaluation de charge pour murs extérieurs

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique(KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit de ciment extérieur	0,02	18	0,36
Brique creuses extérieur	0,15	9	1,35
Lame d'air	0,05	/	/
Brique creuses intérieur	0,10	9	0,9
Enduit de plâtre intérieur	0,02	10	0,2
Charge permanente total	G = 2,81 KN/m²		

➤ **Les escaliers**• **Evaluation de charge sur le palier étage courant et RDC****Tableau 2.11.** Evaluation de charge et de surcharge du palier d'escalier

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	Poids(KN/m ²)
Revêtement carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
lit de sable	0,02	18	0,36
Palier	0,19	25	4,75
Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente total	G = 6,24 KN/m²		

- **Evaluation de charge sur la volée étage courant et RDC**

Tableau 2.12. Evaluation de charge et de surcharge de la volée d'escalier.

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Densités (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontale	0,02	20	0,4
Revêtement en carrelage vertical	0,02(h/g)	20	0,23
Mortier de pose horizontal	0,02	20	0,4
Mortier de pose verticale	0,02(h/g) = 0,011	20	0,23
Marche	h/2 = 0,085	22	1,87
Paillasse	$(e/\cos \alpha)(0,19/\cos 32,52)=0,225$	25	5,63
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente total	G =9,12 KN/m²		

2.2.3.2. Descente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charge et surcharge) suivant la direction du plus haut niveau au plus bas avant sa transmission au sol , on effectuera la descente de charge sur le poteau le plus sollicité. On le fera sur les poteaux et **D5** et **C5, C6** à cause de leurs proximité d'être les plus chargés.

❖ La loi de dégression (DTR-BC2-2)

Comme il est rare que les charges d'exploitations agissent simultanément on applique la loi de dégression qui consiste dans notre cas à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% à 0.5Q.

Dans notre cas les surcharges d'exploitations sont égales dans les deux étage dernier et ensuite les autre étage aussi sont égaux.

$Q1 = Q2$ et $Q3=Q4=Q5=Q6=Q7=Q8=Q9$ (étage a usage d'habitation), et soit :

$Q0$: la surcharge d'exploitation sur la terrasse inaccessible.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Niveau 0 : $Q0$

Niveau 1 : $Q0+Q1$

Niveau 2 : $Q0+0.95 (Q1+Q2)$

Niveau 3 : $Q0+0.90 (Q1+Q2+Q3)$

Niveau 4 : $Q0+0.85 (Q1+Q2+Q3+Q4)$

Niveau 5 : $Q0+0.8 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)$

Niveau 6 : $Q0+0.75 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)$

Niveau 7 : $Q0+0.71 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7)$

Niveau 8 : $Q0+0.68 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8)$

Niveau 9 : $Q0+0.66 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9)$

➤ Poteau C6

Surface afférente de la terrasse accessible et étage courant pour le poteau F3

$$S_{CC}=(2,05 \times 1,975)+(2,45 \times 1,975)+(2,05 \times 2,175)$$

$$S_{CC}=13,3463\text{m}^2$$

$$S_{DP}=(2,45 \times 2,175)=5,329\text{m}^2$$

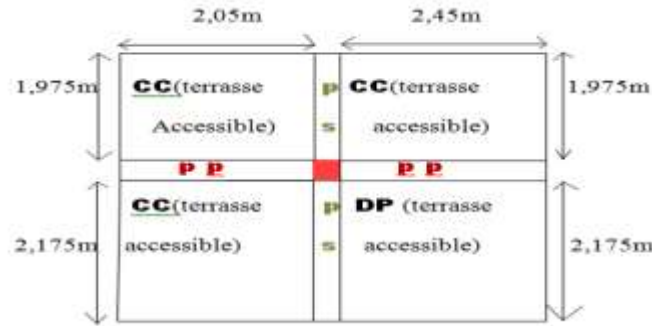


Figure.2.13.Surface afférente de la terrasse accessible et étage courant

Tableau 2.13. Les résultats de la descente du poteau C6

Etage	Niveau	Elément	section	Poids propre(G)	Surcharge (Q)
8 ^{ème} étage	Niv 9	corps creux	13,3463	81,279	28,013
		Dalle pleine	5,329	32,454	
		Poutre principale	/	14,4	
		Poutre secondaire	/	9,516	
		Poteau	35×35	9,37	
		Somme	/	147,019	
7 ^{ème} étage	Niv 8	Venant du niveau 9	/	147,019	56,026
		corps creux	13,3463	75,54	
		Dalle pleine	5,329	26,752	
		Poutre principale	/	14,4	
		Poutre secondaire	/	9,516	
		Poteau	35×35	9,37	
6 ^{ème} étage	Niv 7	Venant du niveau 8	/	282,597	81,2377
		corps creux	13,3463	75,54	
		Dalle pleine	5,329	26,752	
		Poutre principale	/	14,4	
		Poutre secondaire	/	9,516	
		Poteau	35×40	10,71	
5 ^{ème} étage	Niv 6	Venant du niveau 7	/	419,515	103,6481
		corps creux	13,3463	75,54	
		Dalle pleine	5,329	26,752	
		Poutre principale	/	14,4	
		Poutre secondaire	/	9,516	
		Poteau	35×40	10,71	
4 ^{ème} étage	Niv 5	Venant du niveau 6	/	556,433	123,2572
		corps creux	13,3463	75,54	
		Dalle pleine	5,329	26,752	
		Poutre principale	/	14,4	

		Poutre secondaire	/	9,516	
		Poteau	40×40	12,24	
		Somme	/	694,881	
3 ^{ème} étage	Niv 4	Venant du niveau 5	/	694,881	140,065
		corps creux	13,3463	75,54	
		Dalle pleine	5,329	26,752	
		Poutre principale	/	14,4	
		Poutre secondaire	/	9,516	
		Poteau	40×40	12,24	
		Somme	/	833,329	
2 ^{ème} étage	Niv 3	Venant du niveau 4	/	833,329	154,0715
		corps creux	13,3463	75,54	
		Dalle pleine	5,329	26,752	
		Poutre principale	/	14,4	
		Poutre secondaire	/	9,516	
		Poteau	40×45	13,77	
		Somme	/	973,307	
1 ^{er} étage	Niv 2	Venant du niveau 3	/	973,307	167,2376
		corps creux	13,3463	75,54	
		Dalle pleine	5,329	26,752	
		Poutre principale	/	14,4	
		Poutre secondaire	/	9,516	
		Poteau	40×45	15,3	
		Somme	/	1114,815	
RDC	Niv 1	Venant du niveau 2	/	1114,815	180.04
		corps creux	13,3463	75,54	
		Dalle pleine	5,329	26,752	
		Poutre principale	/	14,4	
		Poutre secondaire	/	9,516	
		Poteau	45×45	15,49	
		Somme	/	1256,483	
Total			G=1256,483KN	Q = 180.04 KN	
ELU			Q=1696,2521 KN	Q=270,606 KN	
Effort normal à la base			Nu = 1966,81 KN		

➤ **Poteau E3 et E4**

Tableau 2.14. . Les résultats de la descente du poteau C5 et D5

Poteau	G(KN)	Q(KN)	N _u (KN)
C5	1229.428	170.469	1915.434
D5	1254.304	259.42	1952.734

Les résultats montrent que le poteau le plus sollicitée est le poteau **C6** tel que :
N_U =1996.81 KN.

2.2.3.3. Vérification du poteau C6

Afin de prendre en considération la continuité des portiques Selon le BAEL (Art. B.8.1.1) :

- **10% pour les poteaux à plusieurs travées.**

- 15% pour les poteaux à 2 travées.

Dans notre cas le poteau à plus de deux travées, donc l'effort N_u sera majoré de 10%

$$N_u^* = 1,1 \times 1966,81 = 2163,49 \text{ KN.}$$

❖ Vérification à faire

1-critère de résistance :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ avec : $\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5}$

Exemple : Le poteau le plus sollicité à la base (45×45) cm²:

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} = \frac{2163,45 \times 10^{-3}}{0,45 \times 0,45} = 10,68 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 14,2 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{(CV)}$$

Tableau 2.15.vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité C6

Niveau	NU* (KN)	Section (cm ²)	Condition $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$		Observation
			σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	
RDC	2163,49	45×45	10,68	14,20	Vérifier
1 ^{ère}	1931,44	40×45	10,73	14,20	Vérifier
2 ^{ème}	1699,58	40×45	9,44	14,20	Vérifier
3 ^{ème}	1468,60	40×40	9,18	14,20	Vérifier
4 ^{ème}	1235,27	40×40	7,72	14,20	Vérifier
5 ^{ème}	997,32	35×40	7,12	14,20	Vérifier
6 ^{ème}	757,02	35×40	5,41	14,2	Vérifier
7 ^{ème}	512,1	35×35	4,18	14,2	Vérifier
8 ^{ème}	264,54	35×35	2,16	14,2	Vérifier

2. Critère de stabilité de forme (vérification au flambement):

$$N_u^* = \alpha \left[\frac{B_r + f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow B_r \geq \frac{N_u^*}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \dots\dots \text{CBA93 (article B.8.2.1)}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} B_r : \text{Section réduite du béton } (B_r = (a - 2\text{cm}) \times (b - 2\text{cm})). \\ A_s : \text{Section des armatures.} \\ \alpha : \text{Coefficient en fonction de l'élanement } \lambda. \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} \frac{0,85}{1+0,2(\frac{\lambda^2}{35})} \dots\dots\dots 0 < \lambda \leq 50. \\ 0,6(\frac{50^2}{\lambda}) \dots\dots\dots 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$

Tal que :

- B_r : La section de poteau réduite, $B_r = (a - 2) \times (b - 2)$
- A_s : Section des armatures, $A_s = 1\% B_r$

- γ_b : Coefficient de sécurité du béton, $\gamma_b = 1,5$
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, $\gamma_s = 1,15$
- α : Coefficient en fonction de l'élanement λ

On calcule l'élanement : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

- l_f : La longueur de flambement, $l_f = 0,7 \times l_0$
 $l_0 = 4.59\text{m}$. Pour entre sol. Et $l_0 = 3.06\text{m}$. Pour RDC et étage courant.
- i : Rayon de giration, $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$; $I = \frac{b \times h^3}{12}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :


Tableau 2.16. Résultat de vérification au flambement pour les poteaux

Niveau	section (cm)	Vérification au flambement					N_u^* (KN)	$B_r^{calculé} < B_r^{adop}$ (m^2)		Observation
		l_f (m)	i (m)	λ	$\lambda \leq 35$	α		$B_r^{calculé}$	B_r^{adop}	
RDC	45*45	2.14	0.13	16,48	Vérifier	0.82	2163,49	0.121	0.185	Vérifier
1 ^{er} étage	45*40	2,38	0,13	18,31	Vérifier	0,81	1931,44	0,109	0,163	Vérifier
2 ^{ème} étage	45*40	2,14	0,13	16,48	Vérifier	0.82	1699,58	0.095	0.163	Vérifier
3 ^{ème} étage	40*40	2.14	0.12	18,63	Vérifier	0.81	1468,6	0.082	0.144	Vérifier
4 ^{ème} étage	40*40	2,14	0,12	18,63	Vérifier	0,81	1235,27	0,07	0,144	Vérifier
5 ^{ème} étage	40*35	2.14	0.12	18,54	Vérifier	0.81	997,32	0,056	0,125	Vérifier
6 ^{ème} étage	40*35	2.14	0.12	18,54	Vérifier	0.81	757,02	0,042	0,125	Vérifier
7 ^{ème} étage	35*35	2.14	0.10	21,21	Vérifier	0.79	512,10	0.029	0.109	Vérifier
8 ^{ème} étage	35*35	2,14	0,10	21,21	Vérifier	0,79	264,54	0,015	0,109	Vérifier

Conclusion

Le pré dimensionnement des éléments secondaires et principaux a été effectué selon les règlements en vigueur, les dimensions adoptées sont récapitulés ci-après :

- Plancher corps creux (20+4) cm
- Dalle pleine e=14 cm
- Epaisseur des paillasse e=19 cm
- Epaisseur des voiles : e= 15 cm
- Poutres $\left\{ \begin{array}{l} \text{principales (30*40) cm}^2 \\ \text{Secondaires (30*35) cm}^2 \end{array} \right.$

- Poteaux 
 - RDC (45*45) cm²
 - 1^{er} et 2^{ème} étage (40*45) cm²
 - 3^{ème} et 4^{ème} étage (40*40) cm²
 - 5^{ème} et 6^{ème} étage (35*40) cm²
 - 7^{ème} et 8^{ème} étage (35*35) cm²
 - Terrasse (30*35) cm²

Introduction

Le but de ce chapitre est l'étude des éléments non structuraux qui ne contribuent pas au système de contreventement leurs calcul se fait généralement sous des charges permanente et surcharges d'exploitation tel que (les planchers, les escaliers, l'ascenseur et l'acrotère).

3.1. Calcul des planchers

3.1.1. Plancher à corps creux

Pour les planchers à corps creux le calcul se fait pour les poutrelles et la dalle de compression.

3.1.1.1 Etude des poutrelles

❖ Méthode de calcul

Pour le calcul des sollicitations on utilise deux méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

❖ Méthode forfaitaire

• Principe de la méthode forfaitaire

a) **Valeurs des moments** : Pour déterminer les moments en travée et en appui, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

-Le plancher soit à surcharge modéré c'est-à-dire : $(Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2))$

- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

-le moment d'inertie constant sur toutes les travées.

- fissuration peu nuisible (F.P.N).

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie Q et soit

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

Avec : α = coefficient traduisant l'importance

• En travée

$$M_t + \left(\frac{M_g + M_d}{2}\right) \geq [\max(1 + 0.3\alpha, 1.05)] M_0 \dots \dots \dots (1)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq + \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0 \quad (\text{travée de rive}) \dots \dots \dots (2) \\ M_t \geq + \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0 (\text{travée intermédiaire}) \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

M_t = max entre (1) et (2)

M_0 : moment isostatique de la travée considéré $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

M_g : Moment de l'appui gauche de la travée

M_d : Moment de l'appui droit de la travée

• En appui

Appuis de rives :

Les moments aux appuis de rive sont nul (pas de ferrailage) mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $(-0.15M_0)$

Appuis intermédiaires :

- 0.6M₀ pour une poutre à deux travées.
- 0.5M₀ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- 0.4M₀ pour les autres appuis intermédiaires.

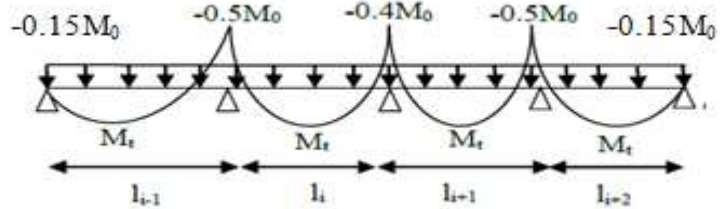
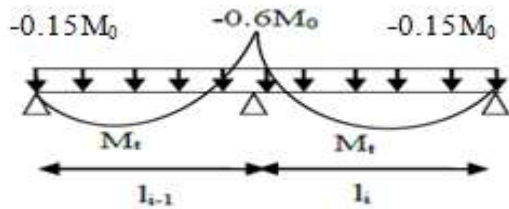


Figure 3.1. Moment d'une poutre à deux travées **Figure 3.2.** Moment d'une poutre à plus de deux travées

b) Evaluations des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont évalués :

Soit forfaitairement en supposant une discontinuité entre les travées ce qui veut dire que l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort isostatique, pour tenir compte des moments de continuité, on le majore de :

- ✓ 15% si la poutre à deux travées.
- ✓ 10% si la poutre à plus de deux travées.

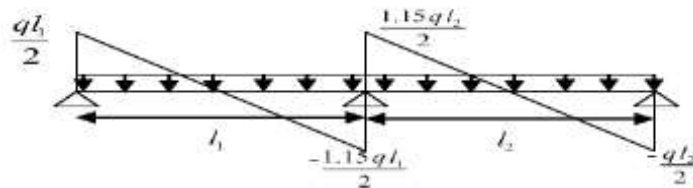


Figure 3.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à deux travées

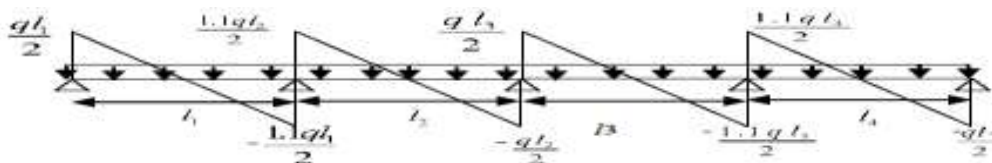


Figure 3.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de deux travées

❖ Méthode de Caquot:

La méthode de Caquot est applicable si l'une des conditions d'application de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée. Elle est basée sur la méthode des trois moments, que Caquot a simplifié et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement

des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

❖ **Exposé de la méthode**

• **Moment en appuis**

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

Tel que :

- ✓ $L' = \begin{cases} L & \text{si la travée est de rive.} \\ 0,8L & \text{si la travée est intermédiaire.} \end{cases}$
- ✓ L : longueur de la travée.
- ✓ L'_g et L'_d : Longueur fictive de la travée à gauche et à droite de l'appui respectivement.
- ✓ $q_g = q_d = q$: chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.

• **Moment en travée**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \left(\frac{x}{L}\right) = \frac{q_x}{2} (L - x) + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \left(\frac{x}{L}\right)$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow -q \times x + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

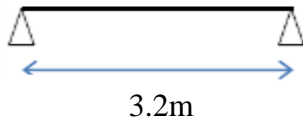
$$\Rightarrow X = \frac{L}{2} - \frac{M_g}{qL} + \frac{M_d}{qL} \Rightarrow M_G \text{ et } M_d \text{ Avec leurs signes } (-)$$

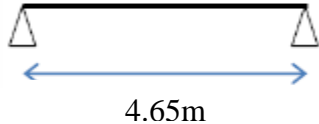
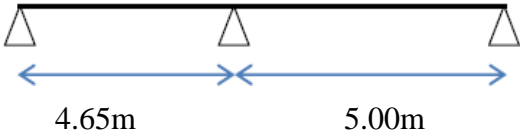
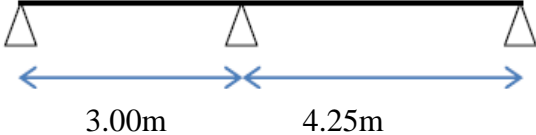

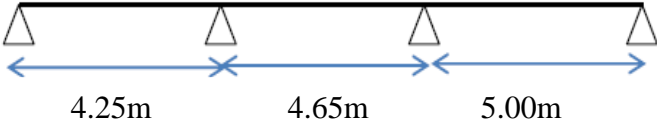
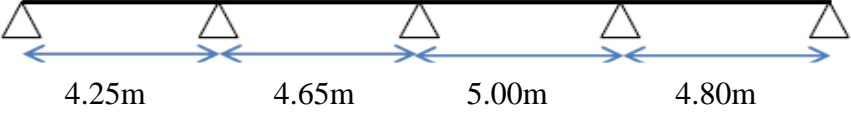
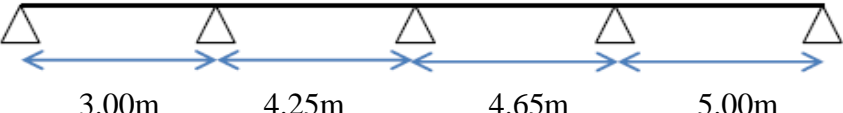
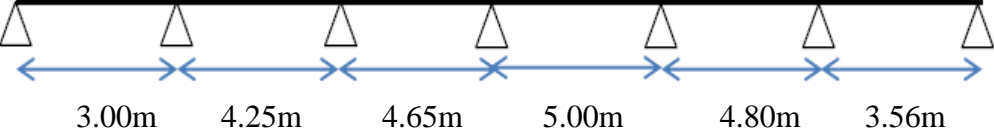
$$M_{max} = M(X)$$

• **L'effort tranchant**

❖ **Les différents types de poutrelles**

Tableau 3.1. Différents types de poutrelles

Types	Schéma statique
	Poutrelles du plancher terrasse inaccessible
Type 01	
	Poutrelles des planchers terrasse accessible et étage courant

Type 02	
Type 03	
Type 04	
Type 05	
Type 06	
Type 07	
Type 08	
Type 09	

❖ **Calcul des charges revenant aux poutrelles**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } P_s = G + Q \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} q_u = l_0 \times P_u \\ q_s = l_0 \times P_s \end{array} \right.$$

Tel que : $l_0 = 0.65$ (entre axe des poutrelles).

Tableau 3.2. Charges revenant aux poutrelles

Désignation	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	ELU		ELS	
			Pu (KN/m ²)	qu (KN/ml)	Ps(KN/m ²)	qs(KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.12	1.00	9.76	6.34	7.12	4.63
Terrasse accessible	6.09	1.50	10.47	6.81	7.59	4.93
Etage courant	5.66	1.50	9.89	6.43	7.16	4.65

❖ **Calcul des sollicitations** Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des poutres continues, dans notre cas en représente un exemple de calcul des sollicitations par la méthode forfaitaire.

❖ **poutrelle type 06**

Pour plancher étage courant :

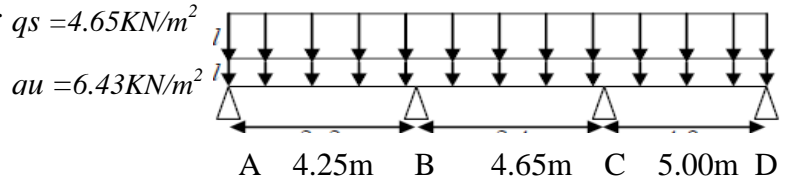


Figure 3.5. Schéma statique de poutrelle type 06

❖ **Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire**

1. Plancher à surcharge modéré : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < (2 \times 5.66 ; 5) \text{ KN/m}^2$ Vérifier.
2. $\frac{4.25}{4.65} = 0.91$; $\frac{4.65}{5.00} = 0.93$; $(0.91 \text{ et } 0.93) \in [0.8 \text{ } 1.25]$ Vérifier.
3. I = constant (même corps creux)..... Vérifier.
4. FPN (elles ne pas exposé aux intempéries)..... Vérifier.

⇒ La méthode forfaitaire est applicable.

❖ **Calcul des moments isostatiques**

$$q_u = 6.43 \text{ KN/m}^2 ; q_s = 4.65 \text{ KN/m}^2 \text{ et } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

Travée AB : $\left\{ \begin{array}{l} ELU : M_{0,u} = 14.52 \text{ KN.m} \\ ELS : M_{0,s} = 10.50 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

Travée BC : $\left\{ \begin{array}{l} ELU : M_{0,u} = 17.38 \text{ KN.m} \\ ELS : M_{0,s} = 12.57 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

Travée CD : $\left\{ \begin{array}{l} ELU : M_{0,u} = 20.09 \text{ KN.m} \\ ELS : M_{0,s} = 14.53 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

❖ **Calcul des moments aux appuis**

Appuis de rives:

$M_A = M_D = 0$; mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif. $M = -0.15M_0$.

$$M_A = M_D = -0.15 \max(M_0^{AB}, M_0^{CD}) = -0.15 M_0^{CD}.$$

$$\begin{cases} ELU : M_{A,u} = M_{D,u} = 3.01 \text{ KN.m} \\ ELS : M_{A,s} = M_{D,s} = 7.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Appuis intermédiaires:

$$M_B = -0.5 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 M_0^{BC}$$

$$\begin{cases} ELU : M_{B,u} = -8.69 \text{ KN.m} \\ ELS : M_{B,s} = -6.28 \text{ KN.m} \\ M_C = -0.5 \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 M_0^{CD} \end{cases}$$

$$\begin{cases} ELU : M_{C,u} = -10.04 \text{ KN.m} \\ ELS : M_{C,s} = -7.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments en travées**

$$\alpha = \frac{1.5}{1.5+5.66} = 0.209 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.0627 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.2627 \end{cases}$$

Travée AB (travée de rive)

$$\begin{cases} \text{a) } M_t + \left(\frac{M_A + M_B}{2}\right) \geq [\max(1 + 0.3\alpha, 1.05)] M_0^{AB} \Rightarrow M_t^{AB} \geq 1.0627 M_0^{AB} - 0.25 M_0^{BC} \\ \text{b) } M_t \geq + \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0^{AB} \Rightarrow M_t^{AB} \geq 0.631 M_0^{AB} \end{cases}$$

$$M_t^{AB} = \max(\text{a}, \text{b}) \Rightarrow M_t^{AB} = 1.0627 M_0^{AB} - 0.25 M_0^{BC}$$

$$\begin{cases} ELU : M_{t,u}^{AB} = 11.08 \text{ KN.m} \\ ELS : M_{t,s}^{AB} = 8.01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée BC : (travée intermédiaire)

$$\begin{cases} \text{a) } M_t + \left(\frac{M_B + M_C}{2}\right) \geq [\max(1 + 0.3\alpha, 1.05)] M_0^{BC} \Rightarrow M_t^{BC} \geq 0.8127 M_0^{BC} - 0.25 M_0^{CD} \\ \text{b) } M_t \geq + \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0^{BC} \Rightarrow M_t^{BC} \geq 0.531 M_0^{BC} \end{cases}$$

$$M_t^{BC} = \max(\text{a}, \text{b}) \Rightarrow M_t^{BC} = 0.531 M_0^{BC}$$

$$\begin{cases} ELU : M_{t,u}^{BC} = 9.23 \text{ KN.m} \\ ELS : M_{t,s}^{BC} = 6.67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée CD : (travée de rive)

$$\begin{cases} \text{a) } M_t + \left(\frac{M_C + M_D}{2}\right) \geq [\max(1 + 0.3\alpha, 1.05)] M_0^{CD} \Rightarrow M_t^{CD} \geq 0.8127 M_0^{CD} \\ \text{b) } M_t \geq + \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0^{CD} \Rightarrow M_t^{CD} \geq 0.631 M_0^{CD} \end{cases}$$

$$M_t^{CD} = \max(a, b) \Rightarrow M_t^{CD} = 0.8127M_0^{CD}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} ELU: M_{t,u}^{CD} = 16.33 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{t,s}^{CD} = 11.81 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

❖ Evaluation des efforts tranchants

$$\text{Travée AB : } \left\{ \begin{array}{l} V_A = \frac{qu \times LAB}{2} = \frac{6.43 \times 4.25}{2} = 13.66 \text{ KN} \\ V_B = -1.1 \frac{qu \times LAB}{2} = -1.1 \frac{6.43 \times 4.25}{2} = -15.03 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée BC : } \left\{ \begin{array}{l} V_B = 1.1 \frac{qu \times LBC}{2} = 1.1 \frac{6.43 \times 4.65}{2} = 16.44 \text{ KN} \\ V_C = -1.1 \frac{qu \times LBC}{2} = -1.1 \frac{6.43 \times 4.65}{2} = -16.44 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée CD : } \left\{ \begin{array}{l} V_C = 1.1 \frac{qu \times LCD}{2} = 1.1 \frac{6.43 \times 5}{2} = 17.68 \text{ KN} \\ V_D = -\frac{qu \times LCD}{2} = -\frac{6.43 \times 5}{2} = -16.07 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Tableau 3.3. Sollicitations maximales de différentes poutrelles

Poutrelles du plancher terrasse inaccessible							
Types de poutrelles	ELU				ELS		
	M _{appui de rive (max)} (KN.m)	M _{appui int (max)} (KN.m)	M _{travée (max)} (KN.m)	V _{max} (KN)	M _{appui de rive (max)} (KN.m)	M _{appui int (max)} (KN.m)	M _{travée (max)} (KN.m)
Type 01	-1.31	—	8.71	10.89	-0.95	—	6.32
Poutrelles du plancher terrasse accessible							
Type 02	-2.75	—	18.39	15.82	-2.00	—	13.34
Type 04	-1.70	-8.46	11.43	16.45	-1.22	-6.08	8.30
Type 06	-3.19	-10.63	17.21	18.72	-2.31	-7.71	12.48
Type 08	-2.35	-11.96	15.71	19.41	-1.69	-8.60	11.42
Poutrelles du plancher étage courant							
Type 02	-2.61	—	17.38	14.94	-1.89	—	12.58
Type 03	-3.01	-12.05	15.32	18.48	-2.18	-7.73	11.09
Type 04	-1.62	-8.04	10.77	15.55	-1.16	-5.57	7.82
Type 05	-1.13	-7.72	11.55	15.74	-0.81	-5.54	8.40
Type 06	-3.00	-10.05	16.33	17.68	-2.18	-7.27	11.82
Type 07	-2.78	-10.05	14.65	17.68	-2.01	-7.27	10.61
Type 08	-2.24	-11.37	14.81	18.35	-1.61	-8.73	10.75
Type 09	-1.13	-10.19	11.57	16.12	-0.81	-7.14	8.42
Poutrelles du plancher 7 ^{ème} étage (étage courant et terrasse accessible)							
Type 03	-3.19	-12.76	13.37	19.57	-2.31	-9.25	11.71
Type 04	-1.62	-8.04	10.77	15.55	-1.16	-5.57	7.82
Type 05	-1.19	-8.13	12.27	16.66	-0.86	-5.85	8.94
Type 07	-2.94	-10.04	15.74	17.97	-2.13	-7.67	11.42
Type 09	-1.19	-8.85	11.67	16.72	-0.85	-6.35	8.50

Tableau 3.4. Sollicitations maximales

Type du plancher	ELU				ELS		
	$M_{\text{appui de rive (max)}} \text{ (KN.m)}$	$M_{\text{appui int (max)}} \text{ (KN.m)}$	$M_{\text{travée (max)}} \text{ (KN.m)}$	$V_{\text{max}} \text{ (KN)}$	$M_{\text{appui de rive (max)}} \text{ (KN.m)}$	$M_{\text{appui int (max)}} \text{ (0KN.m)}$	$M_{\text{travée (max)}} \text{ (KN.m)}$
Terrasse inaccessible	-1.31	—	8.71	10.89	-0.95	—	6.32
Terrasse accessible	-3.19	-11.96	18.39	19.41	-2.31	-8.60	13.34
Etage courant	-3.01	-12.05	17.38	18.48	-2.18	-8.73	12.58
7 ^{ème} étage	-3.19	-12.76	15.74	19.57	-2.13	-9.25	11.71

a) Ferrailage des poutrelles

Le calcul se fait en flexion simple avec vérification de l'effort tranchant.

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage courant qui est sollicitée par :

A L'ELU

$$M_t^{\max} = 17.38 \text{ KN.m} ; M_a^{\text{rive}} = -3.01 \text{ KN.m} ; M_a^{\text{inter}} = -12.05 \text{ KN.m} ; V^{\max} = 18.48 \text{ KN}$$

A L'ELS

$$M_t^{\max} = 12.58 \text{ KN.m} ; M_a^{\text{rive}} = -2.18 \text{ KN.m} ; M_a^{\text{inter}} = -8.16 \text{ KN.m}$$

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b=65\text{cm}; b_0=12\text{cm}; h=20 \text{ cm}; h_0=4\text{cm}; ht=24\text{cm}.$$

a.1) Calcul à l'ELU

En travée

Calcul du moment équilibré par la table de compression $M_{tu} : M_{Tu} = f_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$

Si $M_t^{\max} \leq M_{tu}$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \cdot h$).

Si $M_t^{\max} \geq M_{tu}$ neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times (0.22 - 0.04/2) = 73.84 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} < M_{tu} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée ; l'axe neutre passe donc par la table de compression, ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire ($b \cdot h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{17.38 \times 10^{-3}}{14.2 * 0.65 * 0.22^2} = 0.0389$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{Pivot A} : \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

✓ Calcul de A :

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0497$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.2156$$

$$A_T = \frac{17.38 \times 10^{-3}}{0.2156 \times 348} = 2.32 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{calculer}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 65 \times 21 \times 2.1 / 400 = 1.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{calculer} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

On opte pour 3HA10 = 2.37 cm².

En appui

a) Appuis intermédiaires

La table de compression est tendu, le béton tendu n'interviens pas dans la résistance donc le calcule se ramène à une section rectangulaire b₀×h.

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{12.05 \times 10^{-3}}{14.2 * 0.12 * 0.22^2} = 0.1464$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.1988$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.2025 \text{ m}$$

$$A_T = \frac{12.05 \times 10^{-3}}{0.2025 \times 348} = 1.71 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{calculer}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 12 \times 21 \times 2.1 / 400 = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{calculer} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

On opte pour 1HA10+1HA12 = 1.92 cm².

b) Appuis de rive

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{3.01 \times 10^{-3}}{14.2 * 0.12 * 0.22^2} = 0.0366$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0466$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.2160 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{3.01 \times 10^{-3}}{0.216 \times 348} = 0.4 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{calculer}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 12 \times 21 \times 2.1 / 400 = 0.32 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_{calculer}$ condition vérifiée \Rightarrow on opte pour 1HA10=0.79cm².

Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 18.48 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{18.48 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22} = 0.70 \text{ MPa}$$

$$F_{PN} \rightarrow \bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ C'est vérifié, donc Pas de risque de rupture par cisaillement

❖ **Ferrailage transversale**

$\Phi_t \leq \min (\Phi_{l \min}; h/35; b_0/10)$; Φ_t : diamètre minimale des armatures longitudinale.

Soit : $\Phi_t \leq 6.85 \text{ mm}$ \Rightarrow on opte pour $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

On adopte **2Φ6 = 0.57cm²**.

Espacement

$$S_t \leq \min \begin{cases} \min(0.9d, 40\text{cm}) = 19.8\text{cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 47.5\text{cm} \\ \frac{0.9 \times A_t \times f_e * (\sin\alpha + \cos\alpha)}{\gamma_s \times b_0 (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} = 217.\text{cm} \end{cases} \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

Avec : $K = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peut nuisible).

Donc on adopte : **St = 15 cm.**

Vérification des armatures longitudinales A_l à l'effort tranchant V_u

• **Appuis de rives**

$$A_L \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 14.48 \times 10^{-3}}{400} = 0.531 \text{ cm}^2$$

Avec $A_L = A_{travée} + A_{appuis}$

$A_L = 3HA10 + 1HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

• **Appuis intermédiaires**

$$V_u = 13.86 \text{ KN} \quad A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_c} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$V_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 18.48 - \frac{12.05}{0.9 \times 0.22} = -42.37 \text{ KN} < 0 \Rightarrow$ Dans ce cas aucune vérification n'est nécessaire car l'effort est négligeable (aucun effort de traction).

Vérification du cisaillement au niveau de la jonction table-nervure

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b - b_0}{2} \right)}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{18.48 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65 - 0.12}{2} \right)}{0.9 \times 0.22 \times 0.65 \times 0.04} = 0.95 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min (0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant dans le béton (bielle de compression du béton) :

On doit vérifier que $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$.

$$a = \min (0.9 \times d ; \text{largeur de l'appui} - 2c) = 19.8 \text{ cm}$$

$$V_u \leq 0.267 \times 0.198 \times 0.12 \times 25 \times 10^3 = 158.59 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

\Rightarrow Pas de risque de rupture.

a.2) Vérification à l'ELS

- ✓ État limite d'ouverture des fissures.
- ✓ État limite de compression du béton.
- ✓ État limite de déformation.

1) État limite d'ouverture des fissures

Fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérifications.

2) État limite de compression du béton

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

En travée

- Position de l'axe neutre (y)

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.36(22 - 4) = -117.2 \text{ cm}^3$$

$H < 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

- Calcul de (y) :

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

$$\frac{12}{2} \times y^2 + [(65 - 12) \times 4 + 15 \times 3.36] \times y - [(65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 22] = 0 \Rightarrow y = 4.39 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie I

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 - \frac{(b-b_0)}{3} (y-h_0)^3 + 15A(d-y)^2 \quad ; \quad A' = 0$$

$$I = \frac{65}{3} \times 4.39^3 - \frac{(65-12)}{3} (4.39-4)^3 + 15 \times 2.36 \times (22-4.39)^2 = 12810.02 \text{cm}^4$$

- **Contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12.58 \times 10^{-3} \times 0.0439}{12810.02 \times 10^{-8}} = 4.31 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

En appuis intermédiaires

- **Position de l'axe neutre**

$H=1.6 \text{ cm}^3 \geq 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table ; d'où calcul d'une section rectangulaire $b_0 \times h$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15(A+A')y - 15(Ad + A'd') = 0 \quad \text{avec : } A' = 0$$

$$\frac{12}{2} y^2 + 15 \times 1.92y - 15 \times 1.92 \times (22-4) = 0 \Rightarrow y = 8.15 \text{cm}$$

- **Moment d'inertie I**

$$I = \frac{b_0}{3} \times y + 15A'(y-d')^2 + 15A(d-y)^2 \quad \text{Avec : } A'=0$$

$$I = \frac{12}{3} \times 8.15^3 + 15 \times 1.92(22-8.15)^2 = 7689.86 \text{cm}^4$$

- **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{8.73 \times 10^{-3} \times 0.0815}{7689.8 \times 10^{-8}} = 9.25 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

En appuis de rives

- **Position de l'axe neutre**

$H=306.7 \text{ cm}^3 \geq 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table ; d'où calcul d'une section rectangulaire $b_0 \times h$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15(A+A')y - 15(Ad + A'd') = 0 \quad \text{avec : } A' = 0$$

$$\frac{12}{2} y^2 + 15 \times 1.92y - 15 \times 0.79 \times (22-4) = 0 \Rightarrow y = 5.68 \text{cm}$$

- **Moment d'inertie I**

$$I = \frac{b_0}{3} \times y + 15A'(y-d')^2 + 15A(d-y)^2 \quad \text{Avec : } A'=0$$

$$I = \frac{12}{3} \times 5.68^3 + 15 \times 0.79(22-5.68)^2 = 3889.16 \text{cm}^4$$

- **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = 3.18MPa < \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

3) État limite de déformation

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \text{Max}\left(\frac{1}{22.5}; \frac{M_t}{15 \times M_0}\right) \\ L \leq 8m \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.0089 < 0.009 \\ 0.048 < 0.057 \\ 5.00m < 8m \end{array} \right. \quad (\text{BAEL91 B. 6.8.4.2.4})$$

Puisque la deuxième condition n'est pas vérifiée, la vérification de la flèche est nécessaire.

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

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de : $f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{500}{500} = 1.00cm$.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

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

f_{pi} : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges appliquées (G+Q).

✓ j : la charge permanente au moment de la mise des cloisons.

✓ g : la charge permanente après la mise des cloisons.

✓ p : la somme des charges permanentes et charges d'exploitations

$$j = (G_{plancher} + G_{cloisons}) = 2.85 + 0.9 = 3.33 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = (G_{plancher} + G_{cloisons} + G_{revettement}) = 5.66 \text{ KN/m}^2$$

$$p = G_{Total} + Q_{Total} = 5.66 + 1.5 = 7.16 \text{ KN/m}^2.$$

➤ **Evaluation des charges**

$$q_j = 0.65 * 3.33 = 2.16 \text{ KN/ml.}$$

$$q_g = 0.65 * 5.66 = 3.68 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 0.65 * 7.16 = 4.65 \text{ KN/ml}$$

➤ **Evaluation des moments**

Tableau 3.5. Calcul des moments correspondants

Moment correspondant à q_j	$\left(\frac{q_j \times l^2}{8}\right)$	$M_j = 6.70KN.m$
Moment correspondant à q_g	$\left(\frac{q_g \times l^2}{8}\right)$	$M_g = 11.49KN.m$
Moment correspondant à q_p	$\left(\frac{q_p \times l^2}{8}\right)$	$M_p = 1.45 KN.m$

➤ Calcul du moment d'inertie d'une section homogène

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15[A(\frac{h}{2} - d)^2] \Rightarrow I_0 = 3302.2cm^2 \quad ; y = 4.38cm$$

➤ Calcul des contraintes

Tableau 3.6.: calcul des contraintes correspondantes

Contrainte correspondant à q_j	$\frac{15 * M_j(d - y)}{I_0}$	$\sigma_j = 138,28 MPa$
Contrainte correspondant à q_g	$\frac{15 * M_g(d - y)}{I_0}$	$\sigma_g = 237,17 MPa$
Contrainte correspondant à q_p	$\frac{15 * M_p(d - y)}{I_0}$	$\sigma_p = 300,03 MPa$

➤ Calcul des coefficients μ et λ

$$\mu = \max \left\{ 0, 1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma + f_{t28}} \right] \right\}$$

Tableau 3.7. calcul du coefficient μ

Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = \frac{A_T}{b_0 * d}$	$\rho = 0,0089$
coefficient correspondant à q_j	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_j + f_{t28}} \right]$	$\mu_j = 0,48$
coefficient correspondant à q_g	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_g + f_{t28}} \right]$	$\mu_g = 0,65$
coefficient correspondant à q_p	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_p + f_{t28}} \right]$	$\mu_p = 0,71$

$$\lambda_i = \frac{0.05 * b * f_{t28}}{(2b_0 + 3b)\rho} \quad (\text{Déformation instantanée}) \quad \lambda_i = 4,59 MPa$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} * \lambda_i \quad (\text{Déformation différée}) \quad \lambda_v = 1,84 MPa$$

➤ Calcul des moments d'inerties fictives

Tableau 3.8. Calcul des moments d'inerties fictives

I correspondant à q_{ji}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j}$	$I_{ji} = 11351cm^4$
I correspondant à q_{gi}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}$	$I_{gi} = 9076.8 cm^4$
I correspondant à q_{gv}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$	$I_{gv} = 16505 cm^4$
I correspondant à q_{pi}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p}$	$I_{pi} = 8483.5 cm^4$

Module de déformation longitudinale instantanée du béton :

$$E_i = 11000 * f_{c28}^{\frac{1}{3}} E_i = 32164.20 \text{ MPA}$$

Module de déformation longitudinale différée du béton :

$$E_v = \frac{E_i}{3} E_v = 10721.4 \text{ MPA}$$

Tableau 3.9. Vérification de la flèche

f_{gv}	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_v * I_{gv}}$	16,09 mm
f_{ji}	$\frac{M_j * l^2}{10 * E_i * I_{ji}}$	4,55 mm
f_{pi}	$\frac{M_p * l^2}{10 * E_i * I_{pi}}$	13,20 mm
f_{gi}	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_i * I_{gi}}$	9,76 mm
Δf	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	14,99 mm
$f_{admissible}$	$\frac{l}{500}$	10 mm
Vérification $\Delta f \leq f_{adm}$		Condition non vérifiée

La flèche n'est pas vérifiée au niveau de l'étage courant $A_{travée} = 2.36 \text{ cm}^2$ donc on doit augmenter la section d'armature.

Alors on opte $A_t = 3HA12+1HA10=4,18 \text{ cm}^2$

Les résultats de la flèche sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau3.10. Vérification de la flèche dans l'étage courant

Etage	f_{ji} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gv} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	vérification $\Delta f \leq f_{adm}$
Courant	2,82	5,79	7,76	10,81	9,96	10	vérifiée

Tableau 3.11. Ferrailage des poutrelles des différents planchers

Planchers		Terrasse inaccessible	Terrasse accessible	7 ^{ème} étage
Travée	M_t (KNm)	8.71	18.39	15.74
	μ_{bu}	0.0214	0.0453	0.0353
	α	0.0271	0.0579	0.0449
	Z (m)	0.2077	0.2051	0.2160
	A (cm ²)	1.20	2.58	2.09
Appuis intermédiaires	M_a^{int} (KNm)	—	-11.96	-12.76
	μ_{bu}	—	0.1595	0.1551
	α	—	0.2185	0.2118
	Z (m)	—	0.1916	0.2014
	A (cm ²)	—	1.79	1.82
	M_a^{nive} (KNm)	-1.31	-3.19	-3.19

Appuis de rives	μ_{bu}	0.0170	0.0425	0.0388
	α	0.0220	0.0544	0.0494
	$Z(m)$	0.2081	0.2054	0.2156
	$A(cm^2)$	0.18	2.45	0.42

Tableau 3.12. choix des barres de ferrailages et vérification au cisaillement

Planchers	En travée (cm ²)	En appuis intermédiaires (cm ²)	En appuis de rives (cm ²)	$V_u(KN)$	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)
Terrasse inaccessible	1HA8+2HA10=2.07	—	1HA8=0.50	10.89	0.77	2.5
Terrasse accessible	2HA10+1HA12=2.7	1HA12+1HA10=1.92	1HA10=0.79	19.41	0.77	2.5
7 ^{ème} étage	3HA10=2.36	1HA12+1HA10=1.92	1HA10=0.79	19.57	0.74	2.5

Tableau 3.13 vérification des états limite de compression du béton

Planchers	En travée			En appuis			$\bar{\sigma}_b$ (MPa)
	$M_f(KNm)$	$I(cm^4)$	$\sigma(MPa)$	$M_a(KNm)$	$I(cm^4)$	$\sigma(MPa)$	
Terrasse inaccessible	8.71	10360	2.45	-1.31	2879.7	0.689	15
Terrasse accessible	18.39	13000	4.65	-11.96	6910	9.85	15
7 ^{ème} étage	15.74	12800	4.00	-12.76	7689.9	9.81	15

Tableau 3.14. Vérification des états limite de déformation

Planchers	Terrasse inaccessible	Terrasse accessible	7 ^{ème} étage
q_j KN/ml	2.16	2.16	2.16
q_g KN/ml	3.98	3.96	3.68
q_p KN/ml	4.63	4.93	4.65
$M_j(KNm)$	2.74	0,67	6.70
$M_g(KNm)$	5.09	1,24	11.49
$M_p(KNm)$	5.92	1,54	1,45
$I_{ji}(cm^4)$	19828	12173	11351
$I_{gv}(cm^4)$	19029	17462	16505
$I_{gi}(cm^4)$	11363	9832.8	9076.8
$I_{pi}(cm^4)$	10377	9334.9	8483.5
$f_{gv}(mm)$	2,53	16,37	16,09
$f_{ji}(mm)$	0,44	4,24	4,55
$f_{pi}(mm)$	1,80	12,72	13,20
$f_{gi}(mm)$	1,41	9,69	9,76
$\Delta f(mm)$	2,48	15,16	14,99
$f_{admissible}(mm)$	6,4	10	10
Vérification $\Delta f \leq f_{adm}$	vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée

La flèche n'est pas vérifiée au niveau du 7^{ème} étage $A_{travée} = 2.36$ cm² et terrasse accessible $A_{travée} = 2.7$ cm² donc on doit augmenter la section d'armatures.

Alors on opte $A_t = 3HA12+1HA10=4,18$ cm²(7^{ème} étage)

Et $A_t = 2HA12 + 2HA14 = 5,34 \text{ cm}^2$ (terrasse accessible) Les résultats de la flèche sont présentés dans le tableau suivant :

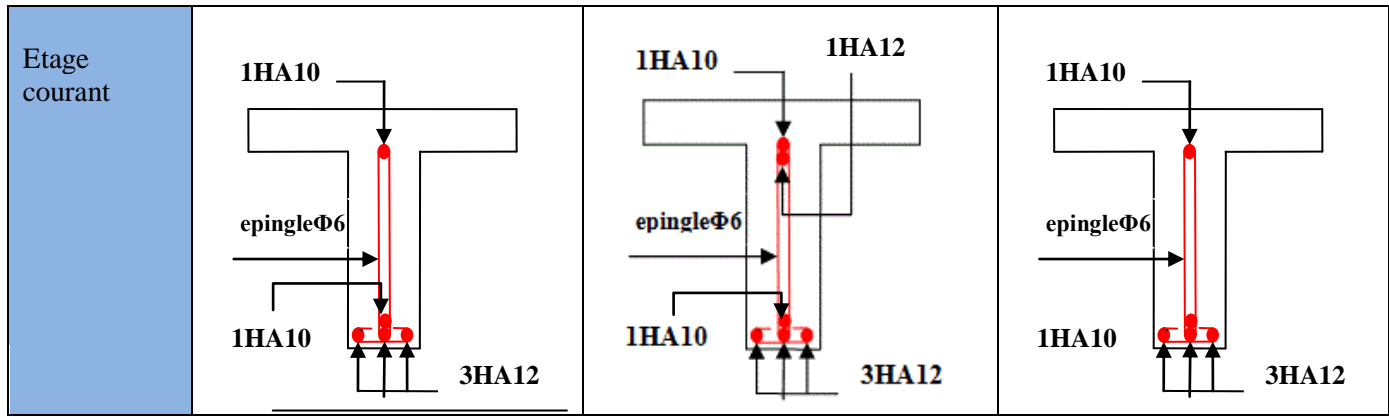
Tableau 3.15. Vérification de la flèche dans 7^{ème} étage et terrasse accessible

Etage	f_{ji} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gv} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	vérification $\Delta f \leq f_{adm}$
7 ^{ème} étage	2,82	5,79	7,76	10,81	9,96	10	vérifiée
Terrasse accessible	2,46	5,34	6,92	10,46	9,58	10	vérifiée

Les schémas de ferrailage des poutrelles sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau3.16. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.

Type	Travée	Appui de rive	
Terrasse inaccessible			
	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Terrasse accessible			



b) Ferrailage de la dalle de compression : CBA93 article (B.6.8.4.2.3)

On a opté pour un treillis soudé de 5 mm de diamètre

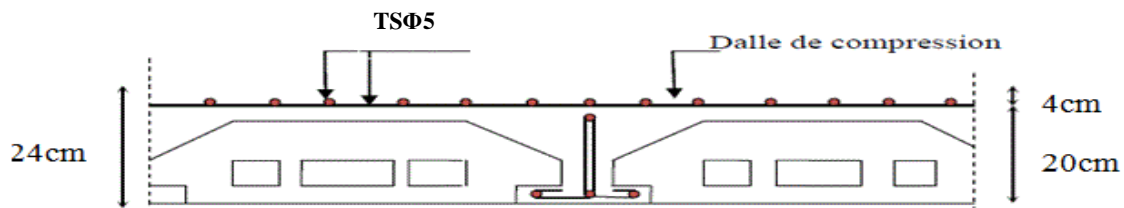


Figure3.6.schéma de ferrailage de la dalle de compression

3.1.2. Planchers à dalles pleines

On appelle panneau de dalle, les plancher en dalle pleine, limité par des appuis.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \begin{cases} \rho \leq 0,4 & \text{la dalle travaille suivant un seul sens.} \\ \rho > 0,4 & \text{la dalle travaille suivant les deux sens.} \end{cases}$$

Tel que : L_x : la plus petite dimension du panneau entre nus d'appuis.

L_y : la plus grande dimension du panneau entre nus d'appuis.

Calcul des moments pour $\rho > 0,4$

- **En travée**

$$M_t^x = 0,85 \times M_0^x$$

pour les travées de rive.

$$M_t^y = 0,75 \times M_0^y$$

pour les travées de rive intermédiaires.

- **En appuis**

$$M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0,3 M_0^x \\ -0,5 M_0^x \end{cases}$$

appuis de rive.

appuis intermédiaire.

Tableau3.17. Données des différents types de dalles pleines.

Types	L_x (m)	L_y (m)	ρ	ELU		ELS	
				μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
D1	4,35	4,9	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358

D2	1,95	4,7	0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924
D3	0,8	3,26	0,24	/	/	/	/
D4	0,95	2,3	0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924

Exemple de calcul dalle D1 (4 appuis) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,89 > 0,4$$

Alors la dalle travaille dans les deux sens.

$$G = 5,02 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1,5 \text{ KN/m}^2.$$

❖ Calculs des sollicitations

A L'ELU

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 9,027 \text{ KN/ml.}$$

$$\rho = 0,89 \rightarrow \text{Selon l'annexe 05} \quad \begin{cases} u_x = 0,0466 \\ u_y = 0,7635 \end{cases}$$

• Calculs des moments

$$M_0^x = u_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0466 \times 9,027 \times 4,35^2 = 7,96 \text{ KN.M}$$

$$M_0^y = u_y \times M_0^x = 0,7635 \times 7,96 = 6,08 \text{ KN.M}$$

• Moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0,75 M_0^x = 0,75 \times 7,96 = 5,97 \text{ KN.M} \\ M_a^x = M_a^y = -0,5 M_0^x = -0,5 \times 7,96 = -3,98 \text{ KN.M} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t^y = 0,75 M_0^y = 0,75 \times 6,08 = 4,56 \text{ KN.M} \\ M_a^y = M_a^x = -0,5 M_0^y = -0,5 \times 6,08 = -3,04 \text{ KN.M} \end{cases}$$

A L'ELS

$$q_s = G + Q = 5,02 + 1,5 = 6,52 \text{ KN.M}$$

$$\begin{cases} u_x = 0,0537. \\ u_y = 0,8358 \end{cases}$$

• Calculs des moments

$$M_0^x = u_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0537 \times 6,52 \times 4,35^2 = 6,62 \text{ KN.M}$$

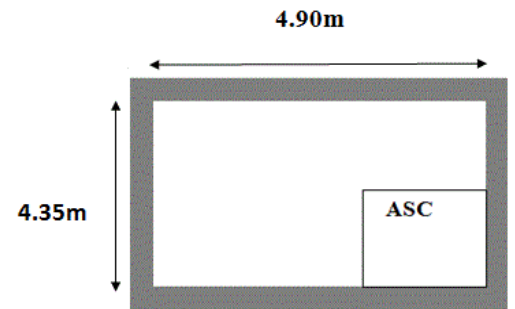


Figure 3.7. Dalle sur quatre appuis D1

$$M_0^y = u_y \times M_0^x = 0,8358 \times 6,62 = 5,53 \text{ KN.M}$$

• Moments corrigés

$$M_t^x = 0,75 M_0^x = 0,75 \times 6,62 = 4,97 \text{ KN.M}$$

$$M_a^x = M_a^y = -0,5 M_0^x = -0,5 \times 6,62 = -3,31 \text{ KN.M}$$

$$M_t^y = 0,75 M_0^y = 0,75 \times 6,89 = 4,15 \text{ KN.M}$$

$$M_a^y = M_a^x = -0,5 M_0^y = -0,5 \times 6,89 = -3,31 \text{ KN.M}$$

❖ Calcul du ferrailage à l'ELU

Tableau 3.18. Ferrailage de la dalle sur 4 appuis

Position	Sens	M(KN.M)	μ_{bu}	α	Z (m)	Acal (cm ² /ml)	A min (cm ² /ml)	Achoisit (cm ² /ml)	St (cm)
travée	x-x y-y	5,97	0,029	0,037	0,118	1,45	1,18	4HA8=2,01	25
appuis	x-x y-y	-3,98	0,019	0,025	0,119	0,96	1,12	3HA8=1,51	30

❖ Vérification à l'ELU

Vérification de l'effort tranchant : (x-x y-y) $\rho > 0,4$

$$V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{9,027 \times 4,35}{2} \times \frac{4,9^4}{4,35^4 + 4,9^4} = 13,08 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^x}{b \times d} = \frac{13,08 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 12,15 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPA} \rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$$

Pas de rupture par cisaillement alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$A_s \geq \frac{12,15 \times 10^{-3} \times 1,15}{400} = 0,349 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 > 0,349 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

❖ Vérification à l'ELS :

La vérification de la contrainte dans le béton :

Travée :

Sens (x-x y-y) : $A=2,01\text{cm}^2$. $\Rightarrow M_{ser}=4,97\text{ KN.m}$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \Rightarrow y=2,4\text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 3239,4\text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{4,97 \times 10^{-3}}{3239,4 \times 10^{-8}} \times 0,024 = 3,68\text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc}=15\text{ MPA} \dots\dots(\text{cv}) \text{ pas de risque de fissuration du béton.}$$

Appuis :

Sens (x-x y-y) : $A=1,51\text{ cm}^2$ $M_{ser}=3,31\text{ KN.m}$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \Rightarrow y=2,11\text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 2528,6\text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{3,31 \times 10^{-3}}{2528,6 \times 10^{-8}} \times 0,0211 = 2,77\text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc}=15\text{ MPA} \dots\dots(\text{cv}) \text{ pas de risque de fissuration du béton.}$$

Etat limite de déformation (Flèche) :

Sens (x-y) :

1)- $\frac{h_t}{l_x} > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right] \gg \frac{0,14}{4,35} = 0,032 < \frac{4,97}{20 \times 6,62} = 0,037 \dots\dots \text{condition non vérifiée.}$

2)- $\frac{A_s}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \gg \frac{2,01}{100 \times 12} = 0,001675 < \frac{2}{400} = 0,005 \dots\dots \text{condition vérifiée.}$

3)- $L_x = 5\text{ m} < 8\text{ m} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le **BAEL91** comme suit : $\Delta ft = fgv - fji + fpi - fg$.

$$fadm = \frac{l}{500} = \frac{50}{500} = 10\text{ mm}$$

$$I_0 = 23620\text{ cm}^4$$

Tableau 3.19. Vérification de la flèche dans la dalle **D1**

$M_{jser} = u_x \times q_{jser} \times l^2$	2,67 KN.M
$M_{gser} = u_x \times q_{gser} \times l^2$	3,82 KN.M
$M_{pser} = u_x \times q_{pser} \times l^2$	4,97 KN.M
$\sigma_{sj} = \frac{M_{jser} \times (d-y)}{I} =$	118,5 MPA
$\sigma_{sg} = \frac{M_{gser} \times (d-y)}{I} =$	169,97 MPA
$\sigma_{sp} = \frac{M_{pser} \times (d-y)}{I} =$	220,76 MPA

$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times ft_{28}}{(2b+3b_0) \times \rho}$	12,54
$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$	5,015
$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + ft_{28}}$	0
$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + ft_{28}}$	0
$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + ft_{28}}$	0
$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}$	25982 cm ⁴
$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 25982 \text{ cm}^4$	25982 cm ⁴
$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 25982 \text{ cm}^4$	25982 cm ⁴
$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 25982 \text{ cm}^4$	25982 cm ⁴
$f_{ij} = \frac{M_j^{ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fij}}$	0,598 mm
$f_{ig} = \frac{M_g^{ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fig}}$	0,858 mm
$f_{vg} = \frac{M_g^{ser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}}$	2,57 mm
$f_{ip} = \frac{M_p^{ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fip}}$	1,11 mm
$\Delta ft = 2,23 \text{ mm} < 10 \text{ mm} \dots\dots\dots$ la flèche est vérifiée	

b) Dalles (D2, D3, D4)

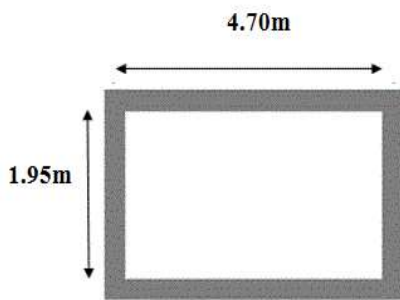


Figure 3.8. Dalle sur quatre appuis D2

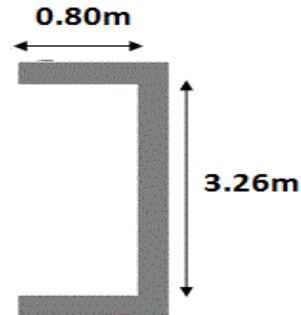


Figure 3.9. Dalle sur trois appuis D3

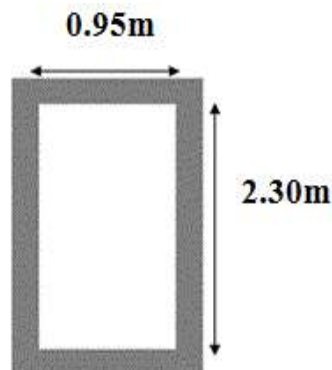


Figure 3.10. Dalle sur quatre appuis D4

❖ Calcul des sollicitations

❖ Ferrailage

Tableau.3.20. Sollicitations maximales dans les dalles pleines

Types	Sollicitations									
	ELU						ELS			
	M_x^t (KN.M)	M_y^t (KN.M)	M_{ax} (KN.M)	M_{ay} (KN.M)	V_x (KN)	V_y (KN)	M_x^t (KN.M)	M_y^t (KN.M)	M_{ax} (KN.M)	M_{ay} (KN.M)
D2	3.73	0.93	-2.49	-0.62	7.82	23.40	2.70	0.79	-1.80	-0.52
D3(travaille Selon x)	7.17	—	-3.38	—	0.48	—	5.08	—	-2.39	—
D4	0.66	0.17	-0.44	-0.11	2.86	8.60	0.49	0.14	-0.24	-0.09

Tableau.3.21. Calcul du ferrailage à l'ELU

Types	Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)	St cm
D2	Travée	X-X	3.73	0.022	0.027	0.109	0.98	1.45	3HA8=1.51	30
		Y-Y	0.93	0.005	0.007	0.109	0.240	1.12	3HA8=1.51	30
	Appui	x	-2.49	0.014	0.018	0.109	0.650	1.45	3HA8=1.51	30
		y	-0.62	0.004	0.004	0.110	0.160	1.12	3HA8=1.51	30
D3	Travée	X-X	7.17	0.042	0.053	0.108	1.920	1.45	4HA8=2.01	25
	Appui	x	3.38	0.020	0.025	0.109	0.890	1.12	3HA8=1.51	30
D4	Travée	X-X	0.49	0.003	0.004	0.120	0.160	1.45	3HA8=1.51	30
		Y-Y	0.14	0.001	0.001	0.120	0.040	1.12	3HA8=1.51	30
	Appui	x	-0.33	0.002	0.003	0.120	0.106	1.45	3HA8=1.51	30
		y	-0.09	0.0005	0.007	0.120	0.03	1.12	3HA8=1.51	30

Les armatures de répartition pour la dalle D3 :

$$A_y = (A_s / 4) = (2.01 / 4) = 0,050 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On choisit **3HA8=1.51cm²/ml** avec : **St=33 cm**

Vérification des dalles aux états limites (ELU et ELS)

Tableau.3.22. Vérification de l'effort tranchant à l'ELU

Types	V_{ux} (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPa)	observation	V_{uy} (KN)	$\tau_{uy} \leq \bar{\tau}_u$ (MPa)	observation
D2	9.92	0.186<1.25	vérifiée	23.40	0.213<1.25	vérifiée
D3	4.8	0.044<1.25	vérifiée	—	—	vérifiée
D4	3.84	0.032<1.25	vérifiée	8.60	0.072<1.25	vérifiée

Tableau.3.23. Vérifications des contraintes à l'ELS

Types de la dalle			M ^{ser} (KN .m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	Obs.
D2	Travée	X-X	2.70	2.02	2101.3	2.60<15	vérifiée	172.95<201.63	Vérifiée
		Y-Y	0.79	2.02	2101.3	0.76<15	vérifiée	50.57<201.63	Vérifiée
	Appui	X-X	-1.80	2.02	2101.3	1.73<15	vérifiée	74.37<201.63	Vérifiée
		Y-Y	-0.50	2.02	2101.3	0.50<15	vérifiée	33.71<201.63	Vérifiée
D3	Travée	X-X	5.08	2.29	26876.01	4.33<15	vérifiée	247.05>201.63	Non vérifiée
	Appui		-2.39	2.02	21012.5	2.30<15	vérifiée	153.38<201.63	Vérifiée
D4	Travée	X-X	0.49	2.12	2528.6	0.42<15	Vérifiée	Aucune vérification à faire fissuration peu nuisible	
		Y-Y	0.14	2.11	2528.6	0.120<15	Vérifiée		
	Appui	X-X	-0.33	2.11	2528.6	0.273<15	Vérifiée		
		Y-Y	-0.09	2.11	2528.6	0.080<15	Vérifiée		

Remarque :

La condition de la contrainte σ_{st} n'est pas vérifiée pour D3 , donc on doit recalculer la section d'armateurs à l'ELS.

Dalles	D3
$\beta = \frac{M_{ser}}{bd^2\sigma_{st}}$	2.08×10^{-3}
$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}$	0.245
$A_s = \frac{M_s}{d(1-\frac{\alpha}{3})\sigma_{st}}$ (cm ²)	2.49
A _{adopté} (cm ²)	5HA8=2.52
St (cm)	20

Armatures de répartition pour:

D3: $A_y = (A_s/4) = 0.63\text{cm}^2 \Rightarrow$ on adopte **3HA8=1.51cm²/ml** avec : **St=30 cm**

Evaluation de la flèche

Tableau.3.23. Vérifications des conditions de la flèche des dalles pleines

Types		(1) cm	obs.	(2) cm ²	obs.	(3) m	obs.
D2	Sens x	0.070>0.037	Vérifiée	0.0014<0.005	vérifiée	1.95 <8	Vérifiée
	Sens y	0.03<0.044	Non vérifié	0.0012<0.005	vérifiée	4.70<8	Vérifiée
D3	Sens x	0.175>0.042	Vérifiée	0.0018< 0.005	Vérifiée	2,15< 8	Vérifiée
D4	Sens x	0.147>0.042	Vérifiée	0.0012< 0.005	Vérifiée	0.95< 8	Vérifiée
	Sens y	0.061>0.037	Vérifiée	0.0012< 0.005	Vérifiée	2.3< 8	Vérifiée

Tableau 3.24. Vérification de la flèche dans la dalle D2

Dalle	f_{ji} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gv} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	vérification $\Delta f \leq f_{adm}$
D2	2,82	5,79	7,76	10,81	9,96	10	vérifiée

Remarque :

Dans le cas de la présence d’une ouverture dans la dalle on dispose d’une part et d’autre de l’ouverture des aciers de renfort d’une section équivalente à celle manquante dans l’ouverture tel que :

$$A_{\text{éq}} = l_{\text{ouverture}} \times A_t^{\text{opté}}$$

La longueur des barres de renforcement est égale à :

$$L^{\text{renfort}} = a + b + 2l_s ; a \text{ et } b \text{ longueurs de l'ouverture}$$

$$l_s = \begin{cases} 40\emptyset \text{ (acier HA)} \\ 50\emptyset \text{ (acier RL)} \end{cases}$$

$$A_t^x = 1.55 \times 2.01 = 3.11 \text{ cm}^2 \text{ soit } A_t^x = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2.$$

$$A_t^y = 2.19 \times 2.01 = 4.40 \text{ cm}^2 \text{ soit } A_t^y = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$L_a^{\text{renfort}} = 1.55 + 2.19 + 2 \times 40 \times 0.012 = 4.7 \text{ m}$$

$$L_b^{\text{renfort}} = L_a^{\text{renfort}} = 4.7 \text{ m}$$

❖ **Schémas de ferrailage des dalles pleines**

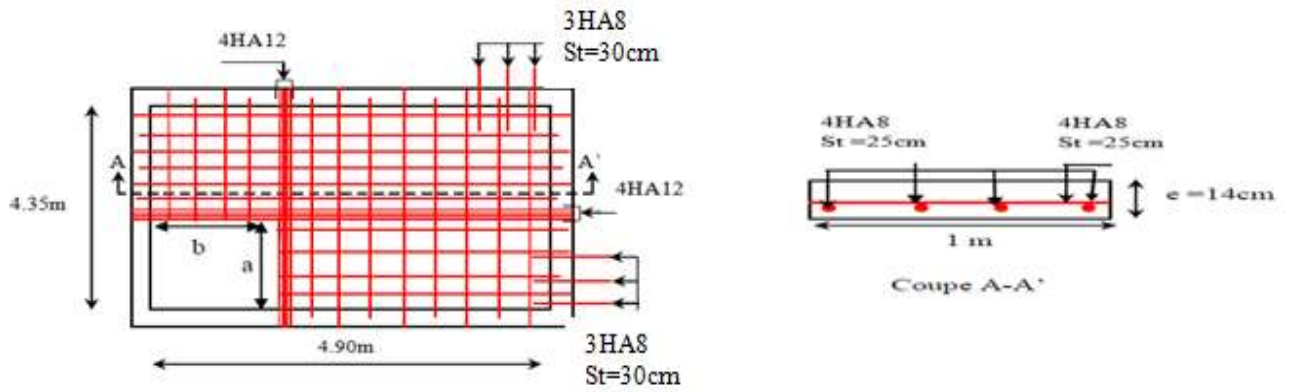


Figure 3.11. Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis D1

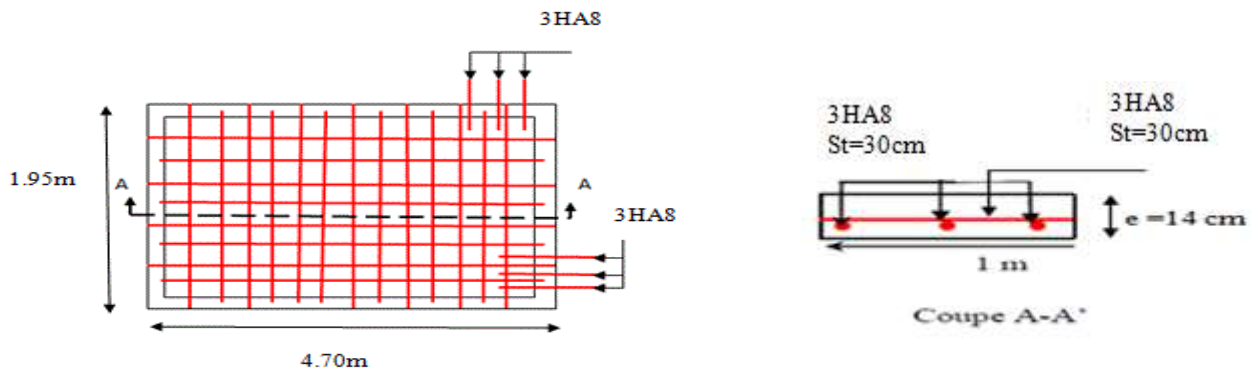


Figure 3.12. Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis D2

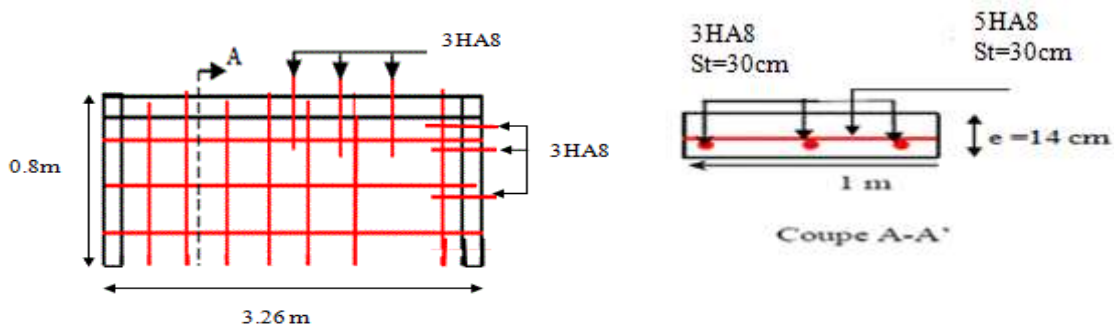


Figure 3.13. Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis D3

3.2. Etude des escaliers

❖ Evaluation des charges

$$\text{Volée} \begin{cases} G_v = 9.12 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} ; \quad \text{palier} \begin{cases} G_p = 6.24 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

❖ Combinaison de charges

Le calcul se fait pour une bande de 1m :

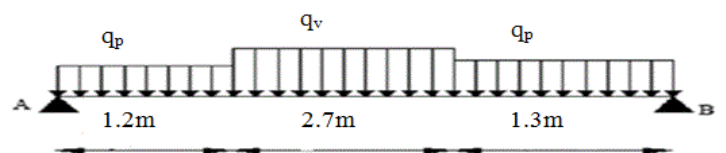


Figure 3.14. Schéma statique de l'escalier

$$ELU \begin{cases} q_v^u = 1.35 \times G_v + 1.5 \times Q_v = 16.062 \text{ KN/ml} \\ q_p^u = 1.35 \times G_p + 1.5 \times Q_p = 12.174 \text{ KN/ml} \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} q_v^s = G_v + Q_v = 11.62 \text{ KN/ml} \\ q_p^s = G_p + Q_p = 8.74 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

❖ Les réactions d'appuis

Par les calculs RDM on a trouvé :

$$R_A = \begin{cases} ELU: 37 \text{ KN} \\ ELS: 26.69 \text{ KN} \end{cases} \quad R_B = \begin{cases} ELU: 36.80 \text{ KN} \\ ELS: 26.54 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ Les sollicitations

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

$$ELU \begin{cases} M_0^u = 51.247 \text{ KN.m} \\ M_t^u = 38.43 \text{ KN.m} \\ M_a^u = -25.62 \text{ KN.m} \\ V_u = 37 \text{ KN} \end{cases} \quad ELS \begin{cases} M_0^s = 37.02 \text{ KN.m} \\ M_t^s = 31.47 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -14.81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec M_t^{\max} pour une section ($1 \text{ ml} \times e$) ; la même chose pour le ferrailage aux appuis avec M_a^{\max} .

Tableau.3.25. Calcul du ferrailage dans l'escalier

	M^{\max} (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /m)	A_{min} (cm ² /m)	$A_{adoptée}$ (cm ² /m)
En travée	38.43	0.094	0.123	0.162	6.84	2.05	5HA14=7.70
En appuis	25.62	0.062	0.081	0.164	4.48	2.05	4HA12=4.52

❖ Vérification à l'ELU

Vérification de condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / 400 = 2.05 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A_{cal}$ condition vérifiée

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{(b \times d)} = \frac{37 \times 10^{-3}}{(1 \times 0,17)} = 0.218 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,325 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement, donc pas d'armatures transversales.

Calcul des armatures de répartition

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale des armatures longitudinales, on prévoit des armatures de répartition comme suit :

En travée : $A_t \geq \frac{A_{s1}}{4} = \frac{7.7}{4} = 1.92 \text{cm}^2/\text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01cm²/ml

En appuis : $A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{cm}^2/\text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01cm²/ml

Espacement des barres

• **Armatures principales**

En travée : $S_t \leq \min(3e, 33) \text{cm} = 33 \text{cm} \Rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée.

En appui : $S_t \leq \min(4e, 45 \text{cm}) = 45 \text{cm} \Rightarrow S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée.

• **Armatures secondaires**

$S_t \leq \min(4e, 45 \text{cm}) = 45 \text{cm} \Rightarrow S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée.

❖ **Vérification à l'ELS**

Vérification des contraintes dans le béton

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de y et I

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 ; I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2$$

Tableau. 3.26. Vérification des contraintes dans l'escalier

	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _{bc} ≤ $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	31.47	5.22	20769	7.90	15	Vérifiée
En appuis	14.81	13578	13578	4.55	15	Vérifiée

Vérification de la flèche : (CBA93.art B.6.5.3)

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{M_{ts}}{20M_0}; \frac{3}{80}\right) \Leftrightarrow 0,036 < 0,042 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{7.70}{100 \times 17} = 4.53 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ L = 5.20 < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

La deuxième condition de la flèche n'est pas vérifiée alors la vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau 3.27. Vérification de la flèche dans l'escalier

L(m)	5.20
M_j^{ser} KN.m	15.59
M_g^{ser} KN.m	24.29
M_p^{ser} KN.m	31.47
I (cm^4)	20769
Y (cm)	5.22
I_0 (cm^4)	307330
λ_i	4,64
λ_v	1,85
σ_{st}^j (MPa)	132,67
σ_{st}^g (MPa)	206,68
σ_{st}^p (MPa)	267,80
μ_j	0,18
μ_g	0,37
μ_p	0,47
I_f^{ji} (cm^4)	182436
I_f^{gi} (cm^4)	124241
I_f^{pi} (cm^4)	106128
I_f^{vg} (cm^4)	180380
f_{ji} (mm)	0,71
f_{gi} (mm)	1,63
f_{pi} (mm)	2,47
f_{vg} (mm)	3,03
Δf_{tot} (mm)	3,16
f_{adm} (mm)	5,205
Observation	Vérifiée



Schéma de ferrailage

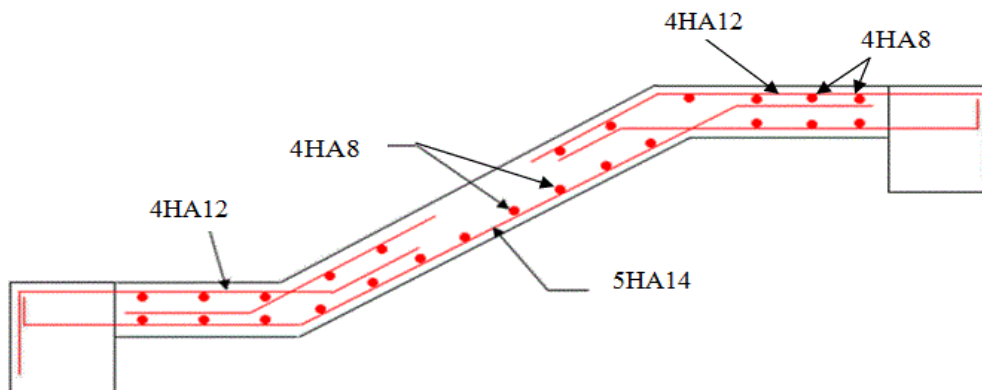


Figure 3.15. Schéma de ferrailage de l'escalier

3.3. Etude de la poutre palière

❖ Dimensionnement

D'après la condition de la flèche définie par le **BAEL91** :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{320-30}{15} \leq h \leq \frac{320-30}{10} \Rightarrow 19,33 \text{ cm} \leq h \leq 29$$

Vérification des exigences du RPA99V2003

$$\begin{cases} h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1 < 4 \end{cases} \Rightarrow \text{soit : } \begin{cases} h = 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

L'étude de la poutre palière se fera en flexion simple et à la torsion.

❖ Calcul à la flexion simple

Calcul des charges revenant à la poutre palière

- ✓ Son poids propre : $g_0 = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2,25 \text{ KN/m}$
- ✓ Poids du mur : $P_{\text{mur}} = 2,81 \times \left(\frac{3,4}{2} - 0,3\right) = 3,934 \text{ KN/m}$.
- ✓ Charge transmise de l'escalier (paillasse) \Rightarrow ELU : $R_b^u = 36,8 \text{ KN}$

$$\text{ELS : } R_b^s = 26,54 \text{ KN}$$

- ✓ Moment de torsion : $M_{\text{tor}} = M_{\text{B escalier}} \times \frac{l}{2}$

❖ Calcul des sollicitations

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 (g_0 + P_{\text{mur}}) + R_b^u = 45,15 \text{ KN/m.}$$

$$\text{ELS : } q_s = g_0 + P_{\text{mur}} + R_b^s = 32,724 \text{ KN/m.}$$

Les moments

$$\text{Travée : } \begin{cases} \text{ELU : } M_u = 0,85 \times \frac{q_u \times l^2}{8} = 0,85 \times \frac{45,15 \times 2,9^2}{8} = 40,34 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_s = 0,85 \times \frac{q_s \times l^2}{8} = 0,85 \times \frac{32,724 \times 2,9^2}{8} = 29,24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Appui : } \begin{cases} \text{ELU : } M_u = -0,4M_0 = -0,4 \times 47,46 = -18,98 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_s = -0,4M_0 = -0,4 \times 34,40 = -13,76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Effort tranchant : } V_u = \frac{q_u \times l}{2} \Rightarrow V_u = 65,47 \text{ KN.}$$

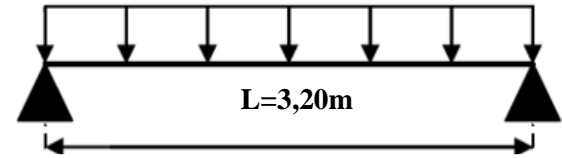


Figure 3.16. Schéma statique de la poutre palière

❖ Ferrailage

Armatures longitudinal

Tableau 3.28. Ferrailage de la poutre palière en flexion simple

Position	M(KN/m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal}	$A_{min}(cm^2)$	$A_{cal} > A_{min}$
Travée	40,34	0,121	0,162	0,261	4,43	1,01	Vérifiée
Appui	-18,98	0,057	0,073	0,271	2,01	1,01	Vérifiée

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{65,47 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,28} = 0,779 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPA}\right) = 3,33 \text{ MPA}$$

Armatures transversales

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$ en travée et $S_t = 10 \text{ cm}$ en appuis, et on calcul A transversale :

$$A_{trans} = \text{Max} \begin{cases} A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,45 \text{ cm}^2 \\ A_{trans} \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 \times f_e} = 0,19 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$A_{trans} = \max(0,45; 0,19)$, donc on prend $= 0,45 \text{ cm}^2$

❖ Calcul à la torsion

Moment de torsion: $M_{tor} = -M_a \text{ escalier} \times \frac{l}{2}$

$$M_{tor} = -25,62 \times \frac{2,9}{2} = -37,15 \text{ KN}$$

Tel que : M_a le moment max de l'appui B obtenu lors du calcul de l'escalier.

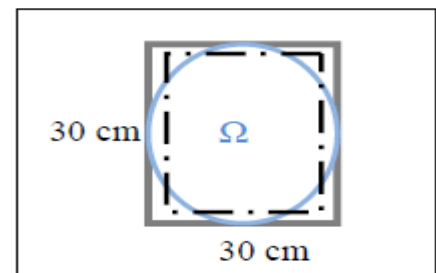


Figure 3.17. Section considérée dans le calcul de torsion

❖ Ferrailage

Armatures longitudinales

$$A_1^{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

Tel que : $e = \frac{\varnothing}{6}$ Avec: $\varnothing = \min(b; h) \Rightarrow e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$.

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625 \text{ cm}^2$$

$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 100 \text{ cm} \Rightarrow$ le périmètre de la section creuse

$$A_1^{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{37,15 \times 10^{-3} \times 1 \times 1,15}{2 \times 0,0625 \times 400} = 8,54 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales

On prend : $S_t = 15\text{cm}$ en travée et $S_t = 10\text{cm}$ en appui

En travée : $A_{tr}^{tor} = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{37,15 \times 10^{-3} \times 0,15 \times 1,15}{2 \times 0,0625 \times 400} = 1,28 \text{ cm}^2$

En appui : $A_{tr}^{tor} = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{37,15 \times 10^{-3} \times 0,10 \times 1,15}{2 \times 0,0625 \times 400} = 0,85 \text{ cm}^2$

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{37,15 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 5,94 \text{ MPA}$$

On doit vérifier que $\tau_{totale}^{tor} \leq \bar{\tau}$:

$$\tau_{totale}^{tor} = \sqrt{(\tau^{fs})^2 + \tau^{tor}^2} = \sqrt{0,779^2 + 5,94^2} = 5,99 \text{ MPA} > \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPA}\right) = 3,33$$

Il ya risque de rupture par cisaillement.

Solution : on augmente la section de la poutre palière (35×40)

$$g_0 = 25 \times 0,35 \times 0,40 = 3,5 \text{ KN/M}$$

ELU : $q_u = 1,35 (g_0 + P_{mur}) + R_b^u = 46,83 \text{ KN/m}$.

ELS : $q_s = g_0 + P_{mur} + R_b^s = 33,97 \text{ KN/m}$.

Tableau 3.29. Moments en travée et en appuis

	$M_u \text{ (KN.m)}$	$M_s \text{ (KN.m)}$
Travée	41,85	30,35
Appui	-19,69	-14,29

❖ **Ferraillage longitudinal**

Tableau3.30.Ferraillage de la poutre palière en flexion simple

Position	M(KN/m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal}	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{cal} > A_{min}$
Travée	41,85	0,058	0,075	0,368	3,26	1,61	Vérifiée
Appui	-19,69	0,027	0,035	0,375	1,51	1,61	Non Vérifiée

Armatures transversales

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$ en travée et $S_t = 10 \text{ cm}$ en appuis, et on calcul A trans :

$$A_{trans} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,525 \text{ cm}^2 \\ A_{trans} \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 \times f_e} = -0,17 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{trans} = \max(0,525; -0,17), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0,525 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul à la torsion**

Tableau 3.31. Calcul à la torsion

$M_{tor}(KN.m)$	e (cm)	Ω (cm^2)	U (cm)
37,15	5,83	996,5	126,6

Armatures longitudinales

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{37,15 \times 10^{-3} \times 1,266 \times 1,15}{2 \times 0,09965 \times 400} = 6,78 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales

On prend : $S_t = 15\text{cm}$ en travée et $S_t = 10\text{cm}$ en appui.

$$\text{En travée : } A_{tr}^{tor} = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{37,15 \times 10^{-3} \times 0,15 \times 1,15}{2 \times 0,09965 \times 400} = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A_{tr}^{tor} = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{37,15 \times 10^{-3} \times 0,10 \times 1,15}{2 \times 0,09965 \times 400} = 0,536 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{37,15 \times 10^{-3}}{2 \times 0,09965 \times 0,0583} = 3,19 \text{ MPA}$$

On doit vérifier que $\tau_{totale}^{tor} \leq \bar{\tau}$:

$$\tau_{totale}^{tor} = \sqrt{\tau^{fs} + \tau^{tor}} = \sqrt{0,511^2 + 3,19^2} = 3,23 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPA}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

❖ **Ferraillage globale**

Armatures longitudinales

$$\text{En travée : } A_t = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 3,26 + \frac{6,78}{2} = 6,65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On choisit : } \mathbf{6HA12 = 6,79 \text{ cm}^2}$$

$$\text{En appui : } A_a = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1,61 + \frac{6,78}{2} = 5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On choisit : } \mathbf{5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2}$$

Armature transversale

$$A_{trans} = A_{tras}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0,525 + 0,8 = 1,325 \text{ cm}^2$$

On choisit : $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (cadre Ø8 + 1 étrier Ø8)

❖ **Vérification à L'ELS**

Vérification des contraintes

Tableau 3.32. Vérifications des contraintes à l'ELS

Position	M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ _{bc} (MPa)	Obs
Travée	30,36	12,24	88979	4,18 < 15	Vérifiée
Appui	-14,29	11,36	77250	2,1 < 15	vérifiée

Vérification de la flèche

On a : M₀=35,72 KN.m

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{H}{l} \geq \max \left[\frac{1}{16} ; \frac{M_T}{10M_0} \right] \Rightarrow \frac{0,45}{2,9} \geq \max \left[\frac{1}{16} ; \frac{30,36}{10 \times 35,72} \right] \Rightarrow 0,155 \geq 0,085 \dots \dots \dots \text{condition} \\ \text{verifier.} \\ \frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,79 \times 10^{-4}}{0,35 \times 0,38} \Rightarrow 0,0051 < 0,0105 \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ L = 2,9 \text{ m} < 8 \text{ m} \Rightarrow \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Schéma de ferrailage**

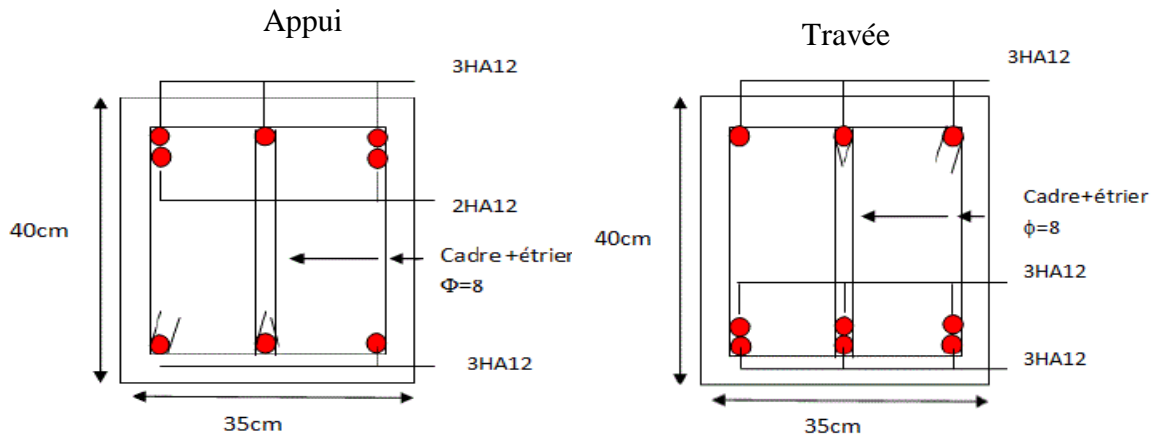


Figure 3.18. Schéma de ferrailage de la poutre palière

3.4. Etude de la poutre de chaînage

❖ **Dimensionnement**

• **Le chaînage horizontal**

D'après le **RPA99 (Art9.3.3)**, les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales, la dimension minimale préconisée pour celle là doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté

D'après la condition de la flèche définie par le BAEL91 :

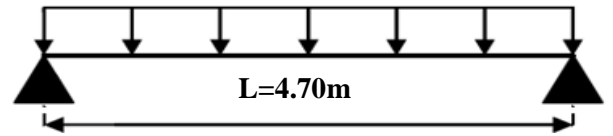


Figure 3.19. Schéma statique de la poutre de chaînage

$$L = 4.7 - 0.3 = 4.4 \text{ m}$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \Rightarrow \quad \frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \quad \Rightarrow \quad 29.33 \text{ cm} \leq h \leq 44 \text{ cm}$$

$$h \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 14 \text{ cm}; 15 \text{ cm}\right) \Rightarrow h \geq 15 \text{ cm}$$

$$h \geq 15 \text{ cm} \Rightarrow h = 30 \text{ cm}$$

Vérification des exigences du RP A99/Version 2003

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

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

❖ Calcul des sollicitations

La poutre de chaînage est soumise aux chargements suivants :

$$\text{poids propre : } G_{pc} = 25 \times 0.30 \times 0.30 = 2.25 \text{ KN/ml}$$

$$\text{poids du mur: } G_{mur} = 2.81 \times 2.76 = 7.75 \text{ KN/ml}$$

ELU :

$$q_u = 1.35(G_{pc} + G_{mur}) = 13.5 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = q_u \times L^2 / 8 = 37.28 \text{ KN.M}$$

$$V_u = q_u \times L / 2 = 31.72 \text{ KN}$$

ELS:

$$q_s = G_{mur} + G_{pc} = 10 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = q_s \times L^2 / 8 = 27.61 \text{ KN.M}$$

Correction des moments

$$\text{ELU: } M_t^u = 0.85 M_u = 31.68 \text{ KN.M} \quad M_a^u = -0.4 M_u = -14.91 \text{ KN.M}$$

$$\text{ELS: } M_t^s = 0.85 M_s = 23.47 \text{ KN.M} \quad M_a^s = -0.4 M_s = -11.04 \text{ KN.M}$$

❖ Ferrailage

d= 28cm

Tableau 3.33. Ferrailage de la poutre de chaînage

	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{choisie} (cm ²)
Travée	31,68	0,095	0,125	0,266	3,43	1,01	2HA12+1HA14=3,8
Appuis	14,91	0,045	0,057	0,274	1,57	1,01	3HA10=2,36

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{31,72 \times 10^3}{0,3 \times 0,28} = 0,378 \text{ MPA} ; \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPA} \right) = 3,33 \text{ MPA}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de rupture par cisaillement

Espacement

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset_l \right) \gg \emptyset_t \leq 8,57 \text{mm}$$

$$A_t = \text{cadre } \emptyset_8 + 1 \text{étrier } \emptyset_8 \Rightarrow A_t = 3 \times \emptyset_8 = 1,51 \text{ cm}^2.$$

$$1- s_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{1,51 \times 400}{0,4 \times 30} = 50,33 \text{ cm}$$

$$2- s_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) = 25,2 \text{ cm} . \Rightarrow \text{ donc soit : } s_t = 25 \text{ cm} .$$

❖ Vérification à l'ELS

Vérification de la compression dans le béton

Tableau 3.34. vérification des contraintes à l'ELS dans la poutre de chaînage

	M _s KN.M	Y(m)	I(m ⁴)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	Observation
Travée	23,47	0,086	2,7813×10 ⁻⁴	7,25	15	Vérifiée
appuis	11,04	0,07	1,9041×10 ⁻⁴	4,07	15	Vérifiée

Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{470} = 0,0638 \geq \max \left[\frac{1}{16} ; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right] = 0,0625 \dots\dots\dots \text{ condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{i^2}{f_e} \Rightarrow 0,004524 \leq 0,005 \dots\dots\dots \text{ condition Vérifiée}$$

$$L=4,7\text{m} < 8\text{m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

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

❖ Schémas de ferrailage

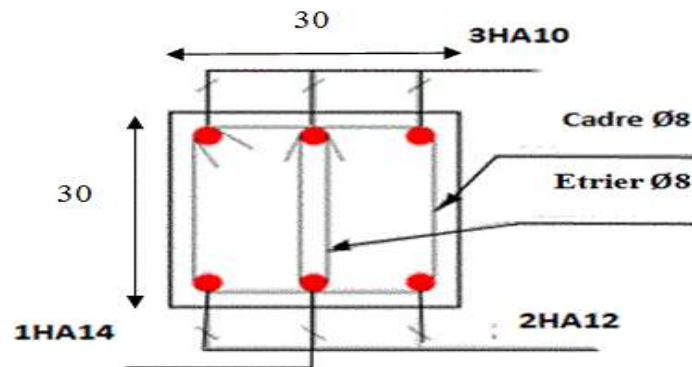


Figure 3.20. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage en appui et en travée

3.5. Étude de l'acrotère

❖ Évaluation des charges et surcharges

$G_{tot} = 2.253 \text{ KN/m}$

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

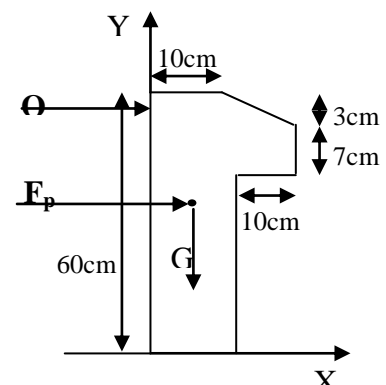


Figure 3.21. Coupe transversale de l'acrotère.

La force horizontale sismique :

D'après le (RPA 99/2003 Art 6.2.3), l'acrotère est soumise à une force horizontale due au séisme.

$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ RPA 99/2003 Art 6.2.3)

A : Coefficient d'accélération de zone.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8..... (Tab. 6.1 du RPA99/2003).

W_p : poids de l'élément considéré.

Pour notre cas : $A=0.15$ (zone IIa , groupe 2)..... (Tab (4-1) du RPA99/2003).

$C_p=0.8$; $W_p=2.253 \text{ KN/ml}$

Donc : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,253 = 1,08 \text{ KN}$

❖ Calcul des sollicitations de l'acrotère

Calcul du centre de gravité

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(60 \times 10) \times 5 + (10 \times 7) \times 15 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 13.33]}{60 \times 10 + 10 \times 7 + (10 \times 3) \times (1/2)} = 6.20 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(60 \times 10) \times 30 + (10 \times 7) \times 53.5 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 58]}{60 \times 10 + 10 \times 7 + (10 \times 3) \times (1/2)} = 33.01 \text{ cm}$$

Moment engendré par les efforts normaux

- Un effort normale dû à son poids propre $N_G = 2.253 \text{ KN}$
- Un effort normal dû à la surcharge $N_Q = 0$
- Un effort dû à l'action sismique $N_F = 0$

Les moments engendrés par ces efforts sont :

- $M_G = 0$
- $M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$
- $M_F = F_p \times Y_G = 1.08 \times 0.33 = 0.356 \text{ KN.m}$

Combinaison d'action :

Le calcul de l'acrotère se fait à la flexion composée pour une bande de 1 ml

Tableau.3.35. Différentes combinaisons à utiliser

Sollicitation	ELU accidentel	ELU	ELS
	G + Q + F _p	1,35G + 1,5Q	G+Q
N (KN)	2,253	3,04	2,253
M (KN.m)	0.956	0,9	0,6

❖ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion composée

Calcul de l'excentricité

$$\begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.04} = 0.296m \\ \frac{H}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1m \end{cases} \Rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \dots \dots \dots (SPC)$$

Le ferraillage se fait par assimilation à la flexion simple.

$$e = e_2 + e_1 + e_a$$

Tel que :

$$e_a = \max \left(2\text{cm}, \frac{h}{250} \right); e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \times \phi); \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

Avec :

e_a: Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e₁: excentricité structurelle

e₂: Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

α: Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes ; au moment total du premier ordre, le coefficient **α** est compris entre 0 et 1.

\emptyset : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

L_f : Longueur de flambement ; $L_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2\text{m}$.

h_0 : Hauteur de la section égale à 10cm.

$$\alpha = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 ; e_a = \max(2\text{ cm} , \frac{60}{250}) = 2\text{ cm} \text{ et } e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} \times 2 = 0.00864\text{m}$$

Donc : $e = 0.00864 + 0.296 + 0.02 = 0,325\text{ m}$

Les sollicitations corrigées sont :

$N_u = 3,04\text{ KN}$.

$M_u = N_u \times e = 3,04 \times 0.325 = 0.99\text{KN.m}$

❖ Ferrailage ELU

$N_u = 3.04\text{ KN}$

$M_u = 0.99\text{KN.m}$

Position du centre de pression :

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{0.99}{3.04} = 0.325\text{ m} > y_G = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05\text{ m} \Rightarrow (c) \text{ à l'extérieur}$$

\Rightarrow Section partiellement comprimée (SPC)

Le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif :

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.99 + 3,04 \times \left(0,075 - \frac{0,1}{2}\right) = 1,066\text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,066 \times 10^{-3}}{1 \times 0,075^2 \times 14,2} = 0,0133 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0168 \text{ Et}$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,0744\text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1,066 \times 10^{-3}}{0,0744 \times 348} = 0,412\text{cm}^2$$

On revient à la flexion composée

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,412 \times 10^{-4} - \frac{3,04 \times 10^{-3}}{348} = 0,403\text{ cm}^2$$

❖ Vérifications à l'ELU

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,075 \times \frac{2,1}{400} = 0,905 \text{ cm}^2$$

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

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Espacement

1-Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

2-Armatures de répartitions : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

Vérification au cisaillement

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

$$\bar{\tau} \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 3\text{MPa}) = \min(2,5 ; 3\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq 2,5\text{MPa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1,08 + 1 = 2,08 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2,08 \times 10^{-3}}{1 \times 0,075} = 0,0277\text{MPa} < 2,5\text{MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

Vérification de l'adhérence

$$\xi_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} ; \sum \mu_i: \text{ la somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0,6 = 7,54 \text{ cm}$$

$$\xi_{se} = \frac{2,08 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,075 \times 0,0754} = 0,408 \text{ MPa}$$

$$\bar{\xi}_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{c28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

Ψ_s : est le coefficient de scellement.

$\Rightarrow \xi_{se} < \bar{\xi}_{se} \rightarrow$ pas de risque par rapport à l'adhérence.

❖ Vérifications à l'ELS

$$M_{\text{serG}} = 0,6 \text{ KN.m}; N_{\text{ser}} = 2,253 \text{ KN}; d = 10 - 2,5 = 7,5 \text{ cm}; \eta = 1,6$$

Vérification des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{Ser}}{\mu_t} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{Sc} = \frac{15 \times N_{Ser}}{\mu_t} \times (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \text{ MPa, (FN)} \end{cases}$$

Position de l'axe neutre

$Y_{ser} = Y_c + C$ et $C = d - e_1$

Avec e_G : distance du centre de pression (c) à la fibre la plus comprimée de la section.

$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + (d - \frac{h}{2}) = \frac{0.6}{2.253} + (0.075 - \frac{0.1}{2}) = 0.29m$

$e_1 > d \Rightarrow$ "c" à l'exterieur de la section $\Rightarrow c = 0.075 - 0.29 = -0.215m$

$y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots \dots \dots (1)$

Avec : $\begin{cases} p = -3C^2 + (d - C) \times 90 \times A_s \div b \\ q = -2C^3 - (d - C)^2 \times 90 \times A_s \div b \end{cases}$

$P = -3 \times (-0,215)^2 + (0,075 + 0,215) \times 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \div 1 = -0,1334 \text{ m}^2.$

$q = -2 \times (-0,215)^3 - (0,075 + 0,215)^2 \times 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \div 1 = 0,0184 \text{ m}^3.$

On remplaçant **q** et **p** dans (1), sa résolution donne :

Soit : $\Delta = 4P^3 + 27q^2 = 9,07 \times 10^{-3} < 0$

Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$-C \leq yc \leq h - C \Leftrightarrow 0,215 \leq yc \leq 0,315$

$$\begin{cases} y_{C1} = a \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) = 0.234 \\ y_{C2} = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120^\circ\right) = -0.421; \text{ Avec } \begin{cases} a = 2\sqrt{\frac{-P}{3}} = 0.422 \\ \phi = \cos^{-1}\left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{P}}\right) = 168.86^\circ \end{cases} \\ y_{C3} = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240^\circ\right) = 0.187 \end{cases}$$

Donc, on prend $yc = 0,234 \Rightarrow y_{ser} = 0,019m$

Calcul des contraintes

$\mu_t = \frac{b}{2} Y_{ser}^2 - A(d - Y_{ser}) = 1.692 \times 10^{-4} m^3$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{Ser}}{\mu_t} \times Y_{ser} = 0,252 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée} \\ \sigma_s = \frac{15 \times N_{Ser}}{\mu_t} \times (d - Y_{ser}) = 11.19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa, FN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée} \end{cases}$$

❖ Schéma de Ferrailage

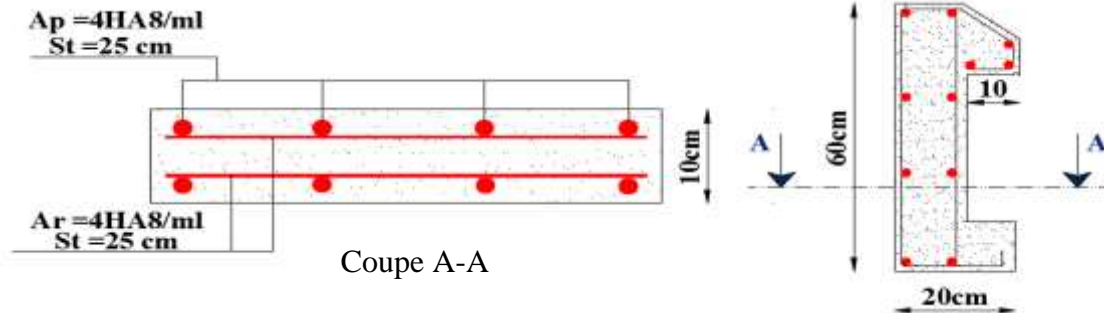


Figure.3.22. Schéma de ferrailage de l'acrotère

3.6. Etude de l'ascenseur

3.6.1. Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

3.6.2. Les caractéristiques de l'ascenseur

❖ Nombre de passagers :

Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par la formule :

$$n = \frac{\text{charge nominale}}{75} \Rightarrow n = \frac{630}{75} = 8,4$$

- $P_m = 15 \text{ KN}$: Charge due à la salle de machine.
- $D_m = 82 \text{ KN}$: Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- $F_c = 102 \text{ KN}$: Charge due à la rupture des câbles.
- L : Longueur de l'ascenseur = 2.19 m.
- l : Largeur de l'ascenseur = 1.55 m
- $V = 1.00 \text{ m/s}$: Vitesse de levage.
- $P_p = 6.3 \text{ KN}$: La charge nominale.

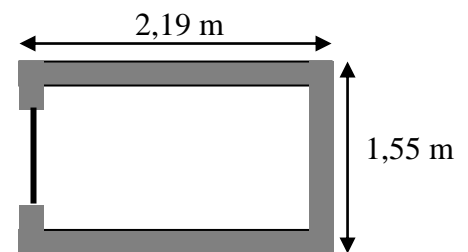


Figure.3.23. Schéma de l'ascenseur

3.6.3. Etude de la dalle d'ascenseur

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes.

On a $l_x = 1.55 \text{ m}$; $l_y = 2.19 \text{ m}$ et $S = 3.3945 \text{ m}^2$.

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} ; \text{ Soit } e = 15 \text{ cm.}$$

Evaluation des charges et surcharges :

Poids propre de la dalle et de revêtement : $G_1 = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ KN/m}^2$

Poids de la cuvette : $G_2 = \frac{F_c}{s} = \frac{102}{2,19 \times 1,55} = 30.05 \text{ KN/m}^2$

Poids totale: $G_t = G_1 + G_2 = 34.90 \text{ KN/m}^2$

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

3.6.3.1. Cas d'une charge répartie

• **Calcul des sollicitations**

A l'ELU

$q_u = 1,35 G_{totale} + 1,5 Q = 48,615 \text{ KN/m}^2$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,71 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$\rho = 0,71 \Rightarrow$ selon l'annexe05

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0671 \\ \mu_y = 0,4471 \end{array} \right.$$

Sens x-x $M_0^x = u_x \times q_u \times l_x^2 = 7.84 \text{ KN.m}$

Sens y-y $M_0^y = u_y \times M_0^x = 3.50 \text{ KN.m}$

• **Calcul des moments corrigés**

En travée

Sens x-x $M_t^x = 0,75 M_0^x = 5.88 \text{ KN.m}$

Sens y-y $M_t^y = 0,75 M_0^y = 2.62 \text{ KN.m}$

En appuis

$M_a^x = M_a^y = -0,5 M_0^x = -3.92 \text{ KN.m}$

• **Calcul du ferrailage**

Tableau 3.36. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Position	Sens	M(KN.M)	μ_{bu}	A	Z (m)	Acal (cm^2/ml)	A min (cm^2/ml)	Achoisit (cm^2/ml)	St (cm)
Travée	x-x	5.88	0,024	0,031	0,128	1.32	1,37	4HA10=3.14	25
	y-y	2.62	0,01	0,014	0,129	0.58	1,20	4HA10=3.14	25
Appuis	x-x	3.92	0,007	0,009	0,129	0.87	1,37	4HA10=3.14	25
	y-y								

• **Calcul des espacements**

Sens x-x : $s_t \leq \min(3e; 33) \text{ cm} \gg s_t \leq 33 \text{ cm}$ on adopte : $s_t = 25 \text{ cm}$

Sens y-y : $s_t \leq \min(4e; 45) \text{ cm} \gg s_t \leq 45 \text{ cm}$ on adopte : $s_t = 25 \text{ cm}$

• **Vérification de l'effort tranchant**

$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPA.}$

$\rho > 0,4 \Rightarrow$ flexion simple dans les deux sens.

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 25.12 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_y}{2} \times \frac{1}{1+\rho} = 39.32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{39.32 \times 10^{-3}}{1 \times 0,130} = 0,19 \text{ MPA} < 1,25 \text{ MPA}$$

• Vérification à l'ELS

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 34,9 + 1 = 35,90 \text{ KN/m}^2.$$

$$\vartheta = 0,2$$

Sens x-x $M_0^x = u_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 6.30 \text{ KN.m}$

Sens y-y $M_0^y = u_y \times M_0^x = 3.74 \text{ KN.m}$

En travée : Sens x-x $M_t^x = 0,75 \times M_0^x = 0,75 \times 6.30 = 4.72 \text{ KN.m}$

Sens y-y $M_t^y = 0,75 \times M_0^y = 0,75 \times 3.74 = 4,05 \text{ KN.m}$

Appuis : $M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -0,5 \times 6.30 = -3.15 \text{ KN.m}$

• Vérification des contraintes

Tableau 3.37. Vérification des contraintes dans l'acier

Localisation	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travées (x-x)	4.72	3.06	5608.7	2.58	15	Vérifiée
Travées (y-y)	2.80	3.06	5608.7	1.53	15	Vérifiée
Appuis (x-x)	3.15	3.06	5608.7	1.72	15	Vérifiée

• Evaluation de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} = \frac{15}{155} = 0,097 \geq \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right] = 0,0375 \dots \text{condition Vérifiée} \\ \frac{h}{L_y} = \frac{15}{219} = 0,0684 \geq \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right] = 0,0375 \dots \text{condition Vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,0024 \leq 0,005 \dots \text{condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

$L_x = 1.55\text{m} < 8\text{m}$ condition vérifiée

$L_y = 2.19\text{m} < 8\text{m}$ condition vérifiée

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

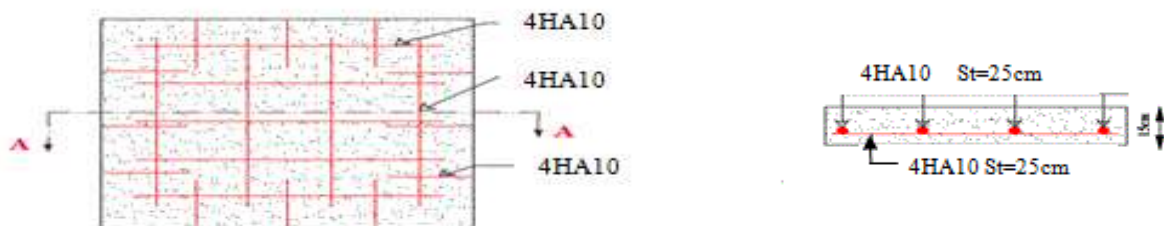


Figure.3.24. Schéma de ferrailage de la dalle au dessous de l'ascenseur

3.6.3.2. Cas d'une charge concentré

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$(a_0 \times b_0)$: Surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$(u \times v)$: Surface d'impact

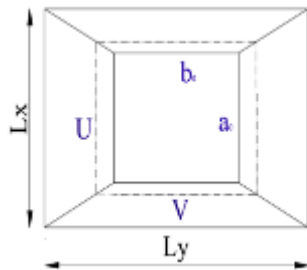


Figure.3.25. Schéma représentant la surface d'impact

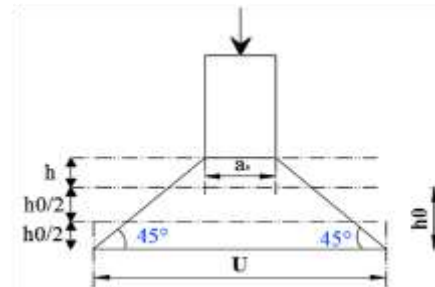


Figure3.26. Calcul du Périmètre au niveau de la feuille moyenne

Avec: h_0 : épaisseur de la dalle ; h : épaisseur de revêtement

a_0 et U sont \parallel à l_x ; b_0 et V sont \parallel à l_y

On a $V=1m/s$; $\begin{cases} a_0 \\ b_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \varepsilon \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \varepsilon \times h_1 \end{cases}$

Avec $h_1=5cm$: Épaisseur du revêtement.

$h_0 = 15 cm$: Épaisseur de la dalle.

$\varepsilon = 1$: Coefficient qui dépend du type de revêtement.

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105cm \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105cm \end{cases}$$

• Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = q_u \times (M_1 + vM_2) \\ M_y = q_u \times (M_2 + vM_1) \end{cases}, \text{ Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} v = 0 \text{ à l'ELU} \\ v = 0,2 \text{ à ELS} \end{cases}$$

M_1 est en fonction de $\frac{u}{L_x}$ et $\rho \Rightarrow \frac{u}{L_x} = \frac{105}{155} = 0.68$ et $\rho = 0.71$

M_2 est en fonction de $\frac{v}{L_y}$ et $\rho \Rightarrow \frac{v}{L_y} = \frac{105}{219} = 0.48$ et $\rho = 0.71$

En se référant à l'annexe 06

On trouve : $\begin{cases} M_1 = 0.086 \text{ KN.m} \\ M_2 = 0.056 \text{ KN.m} \end{cases}$

$v = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_x = q_u \times M_1 \\ M_y = q_u \times M_2 \end{cases}$

On a: $g = D_m + P_m + P_{personne} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3 \text{ KN}$

$$q_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3 \Rightarrow q_u = 139.45 \text{ KN}$$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y2} du système de levage à l'ELU

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 = 139.45 \times 0,086 = 11.99 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_u \times M_2 = 139.45 \times 0.056 = 7.81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Evaluation des moments due au poids propre de la dalle à l'ELU

$$G_1 = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2 : \text{ Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 25 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2 : \text{ Poids de revêtement en béton.}$$

$$G = G_1 + G_2 = 4,85 \text{ KN/m}^2 .$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.05 \text{ KN}$$

• **Calcul des moments:**

$$\rho = 0.71 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = u_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0671 \times 8.05 \times 1.55^2 = 1.30 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = u_y \times M_{x2} = 0.4471 \times 1.30 = 0.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.99 + 1.30 = 13.29 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.81 + 0.58 = 8.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En travées : $\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_x = 9.97 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_y = 6.29 \text{ KN.m} \end{cases}$

- En appuis : $M_a = -0.5 \times M_x = -6.65 \text{ KN.m}$

❖ **Ferraillage**

Tableau 3.38. Ferraillage de la dalle supérieure de l'ascenseur

Position	Sens	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z	$A_{calculée}$ (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)
Travée	x-x	9.97	0.049	0.063	0.117	2.45	1.37	5HA8 = 2,51
	y-y	6.29	0.031	0.039	0.118	1.53	1.20	4HA8 = 2,01
Appuis	x-x	-6.65	0.033	0.042	0.118	1.62	1.37	4HA8 = 2,01

On calcule A_{min} Avec :

$$h_0 > 12 \text{ cm} \text{ et } \rho > 0.4 \rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

❖ **Vérification aux états limites (ELU et ELS)**

a) **Vérification à l'ELU**

- **Vérification au poinçonnement**

$$Q_u = 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (105 + 105) = 420 \text{ cm}$$

Avec :

- ✓ Q_u : Charge de calcul à l'ELU.
- ✓ h : Épaisseur total de la dalle.
- ✓ U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$Q_u = 139,45 \text{ KN} < 0,045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4.2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5}$$

$$Q_u = 139.45 \text{ KN} < 472,5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\text{On a: } u = v = 105 \text{ cm} \Rightarrow V_{\max} = \frac{Q_u}{3 \times u_c} = \frac{139.45}{3 \times 4.2} = 11,07 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{11.07 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.092 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

b) Vérification à l'ELS

✓ Le moment engendré par le moment de levage $q_{ser}=g=103.3 \text{ KN}$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + vM_2) = 103.3 \times (0.086 + 0.105 \times 0.056) = 9.49 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + vM_1) = 103.3 \times (0.056 + 0.105 \times 0.086) = 6.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le moment dû au poids propre de la dalle : $q_{ser} = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN}$

$$\text{ELS: } \rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0731 \\ \mu_y = 0.594 \end{cases}$$

Calcul les moments

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times L_x^2 = 0.0731 \times 5.85 \times 1,55^2 = 1.03 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.594 \times 1.03 = 0.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.49 + 1.03 = 10.52 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.72 + 0.61 = 7.33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul les moments réels

$$\text{En travée: } \begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 10.52 = 7.89 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 7.33 = 5.50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis: } M_a = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 10.52 = -5.26 \text{ KN.m}$$

• Vérification des contraintes

1) Etat limite de compression de béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MP} .$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0. \quad \text{Et} \quad I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2$$

Tableau.3.39. Vérification de l'état limite de compression de béton

Position	Sens	M _s (KN.m)	A _s (Cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Observation
Travée	x-x	7.89	2.51	2.65	3911.78	5.35 < 15	Vérifiée
	y-y	5.50	2.01	2.41	3239.42	4.09 < 15	Vérifiée
Appuis	x-x	-5.26	2.01	2.41	3239.42	3.91 < 15	Vérifiée

2) Etat limite d'ouverture des fissures

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \sqrt{110 n f_{t28}}\right)$$

Tableau 3.40. Vérification des contraintes dans l'acier

Position	Sens	M _s (KN.m)	A _s (Cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Observation
Travée	x-x	7.89	2.51	2.65	3911.78	282.88 > 201,63	Non Vérifiée
	y-y	5.50	2.01	2.41	3239.42	244.23 > 201,63	Non Vérifiée
Appuis		-5.26	2.01	2.41	3239.42	233.57 > 201,63	Non Vérifiée

Remarque : La condition de la contrainte σ_{st} n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armateurs à l'ELS.

$$\beta = \frac{M_{ser}}{bd^2 \sigma_s} \quad \text{et} \quad \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_s}{d(1 - \frac{\alpha}{3}) \sigma_s}$$

Tableau 3.41. Ferrailage de la dalle pleine à l'ELS

Position	Sens	M _s (KN.m)	B (× 10 ⁻³)	A	A _s (Cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Travée	x-x	7.89	2.71	0.28	3.60	5HA10 = 3,93	S _t ^x = 20 cm
	y-y	5.50	1.89	0.24	2.47	4HA10 = 3,14	S _t ^y = 25 cm
Appuis		-5.26	1.81	0.23	2.35	3HA10 = 2.36	S _t ^x = 33 cm

• **Evaluation de la flèche**

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

✓ **Sens x-x :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M^t}{20M_0}\right) \times l \Rightarrow 15\text{cm} > 5.81\text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_t \leq \frac{2b_0d}{f_e} \Rightarrow 3,93\text{ cm}^2 < 6\text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ L \leq 8\text{m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

✓ **Sens y-y :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M^t}{20M_0}\right) \times l \Rightarrow 15\text{cm} > 5.82\text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_t \leq \frac{2b_0d}{f_e} \Rightarrow 3.14\text{ cm}^2 < 6\text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ L \leq 8\text{m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées dans les deux sens, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Schéma de ferrailage

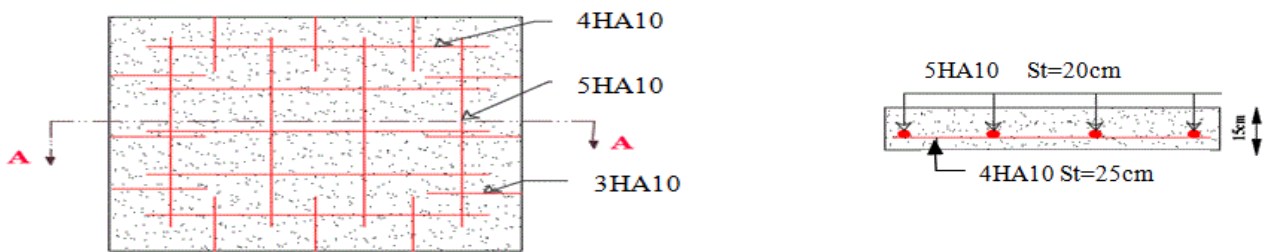


Figure.3.27. Schéma de ferrailage de la dalle au dessus de l'ascenseur

Conclusion

Dans ce chapitre on a pu déterminer les sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments non structuraux. Toute en respectant les règles données par le BAEL et le RPA.

Chapitre 04

Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est indispensable de prendre au sérieux l'étude sismique afin de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes et de minimiser les conséquences, d'où l'importance de la construction parasismique qui se base généralement sur une étude dynamique.

4.1. Modélisation

Le logiciel utilisé pour modéliser notre est l'ETABS 2016 afin de simplifier les calculs.

Ce logiciel (ETABS 2016) permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, effort, etc.) à partir d'une modélisation en trois dimensions préalable est appropriée.

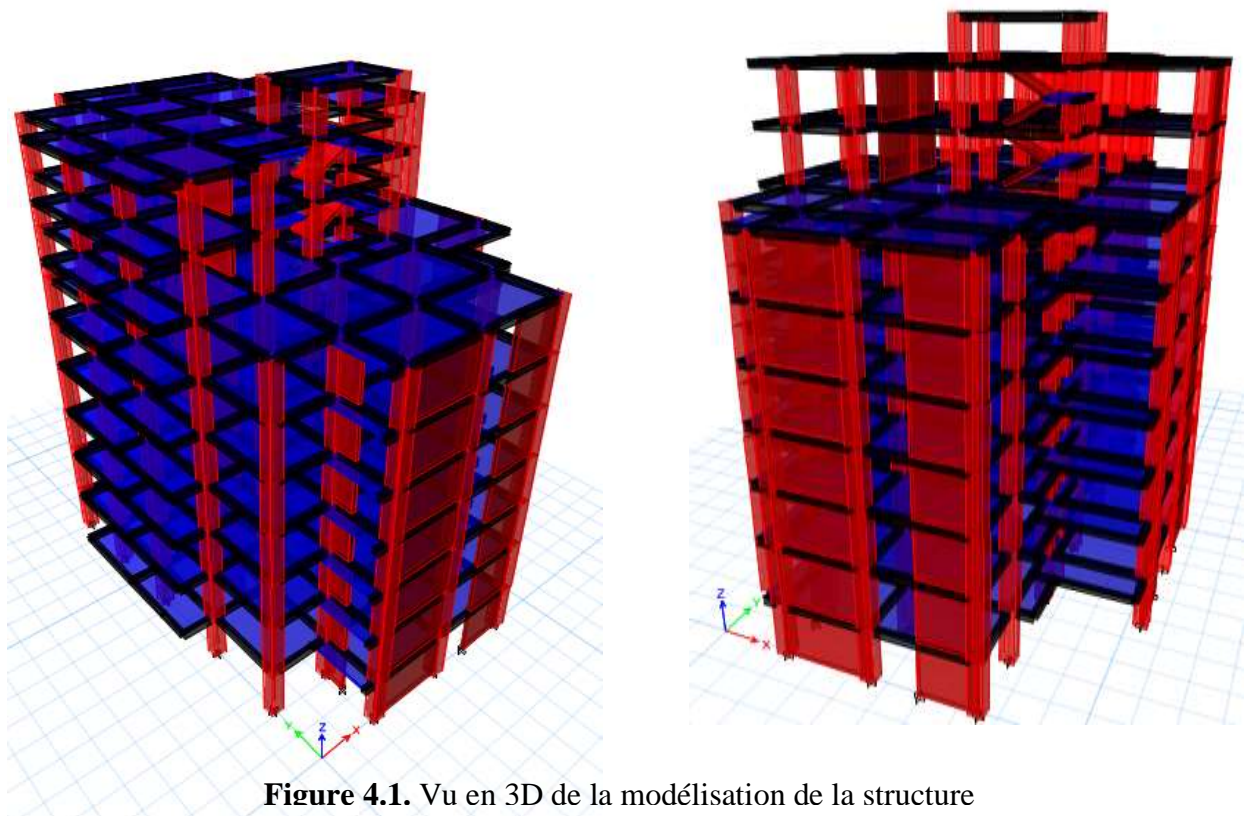


Figure 4.1. Vu en 3D de la modélisation de la structure

4.2. Méthodes de calcul des forces sismiques

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes (d'après RPA99v2003).

a-Méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente n'est pas applicable, car le bâtiment étudié présente une irrégularité en plan et en élévation.

b- Méthode dynamique

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

Dans la méthode d'analyse modale spectrale on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets engendrés vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

4.2.1. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente

D'après RPA99V2003 (4.1), la force sismique totale V , appliquée à la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante : $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$: L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.

Tel que :

A: Coefficient d'accélération de zone **RPA99v2003 (tableau 4.1)**

Groupe d'usage (2)

Zone sismique (IIa) $\Rightarrow A = 0,15$

R: Coefficient de comportement de la structure

Dans le cas de cette structure, on adopte un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$. **RPA99v2003 (tableau 4.3)**.

D: Facteur d'amplification dynamique moyen.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2).}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3).}$$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (Tableau 4.2 RPA99/version 2003).

$\xi = (10+7)/2 = 8,5\%$ Ce qui donne $\eta = 0,816$

Site ferme (S4) donc : $T_1 = 0,15 \text{ s}$ $T_2 = 0,70 \text{ s}$

Calcul de la période fondamentale de la structure

Selon le RPA99/2003(Art 4.2.4) la période peut être de deux manières :

$$T = C_T \times H_N^{3/4} \quad \text{RPA99v2003 (4.6)}$$

H_N : hauteur de la structure on a : $H_N=30.08\text{m}$.

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement, et du type de remplissage, et donnée par le tableau : **RPA99v2003 (tableau 4.6)** $\Rightarrow C_T = 0,05$

Donc : $T = 0,05 \times (30.08)^{3/4} = 0,642 \text{ s}$.

$$T = 0,09 \times \frac{H_N}{\sqrt{L}} \quad \text{RPA99v2003.}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} L_x = 20.95\text{m} & T_x = 0,591\text{s} \\ L_y = 25.50\text{m} & T_y = 0,536\text{s} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} T_x = \min(0,55 \text{ s} ; 0,61 \text{ s}) \gg T_x = 0,591 \text{ s} \\ T_y = \min(0,50 \text{ s} ; 0,61 \text{ s}) \gg T_y = 0,536 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne : $0 \leq (T_x; T_y) \leq T_2 \gg D = 2,5 \eta$ Donc : $D_x = D_y = 2.04$

Q: Facteur de qualité

Sa valeur est déterminée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ **RPA99v2003 (4.4)**

Avec : P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau 4.1. Valeurs des pénalités P_q

N°	« Critère q »	Observation		Pénalités	
		Sens X	Sens-Y	Sens X	Sens-Y
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	Non	0,05	0,05
2	Redondance en plan	Oui	Non	0	0,05
3	Régularité en plan	Oui	Oui	0	0
4	Régularité en elevation	Oui	Oui	0	0
5	Contrôle de qualité des matériaux	Oui	Oui	0	0
6	Contrôles d'exécution	Oui	Oui	0	0
$\sum P_q$				0,05	0,10

Donc : $Q_x = 1,05$ $Q_y = 1,10$

W: Poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.5)}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. **RPA99/2003 (Tableau 4.5)**

Dans notre cas $\beta = 0,2$ usage d'habitation

Après le calcul le poids total de la structure trouvée est $W = 38459.955 \text{ KN}$

$$\text{Donc : } \begin{cases} V_{st}^x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0,15 \times 2,04 \times 1,05}{5} \times 38459.955 = 2471.44 \text{ KN} \\ V_{st}^y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0,15 \times 2,04 \times 1,10}{5} \times 38459.955 = 2589.12 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ **Spectre de réponse de calcul**

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

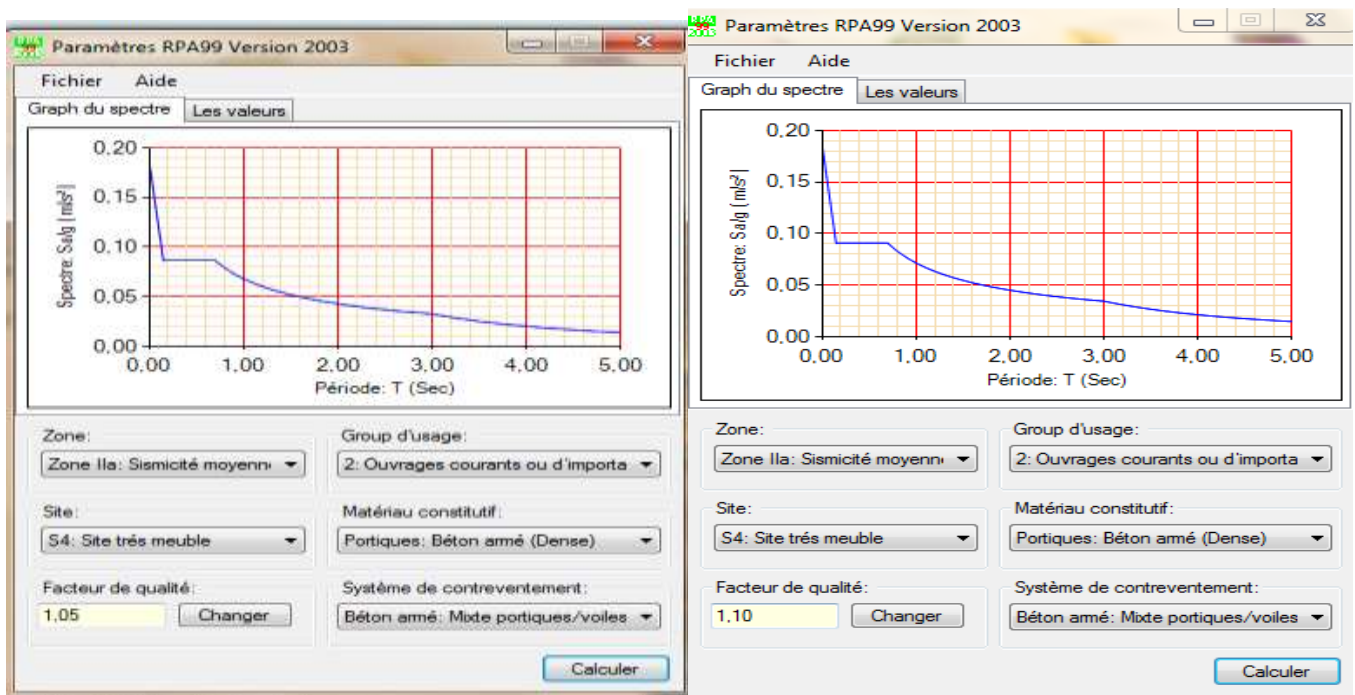


Figure 4.2. Spectre de réponse sens X et Y

4.3. Disposition des voiles de contreventement

Après avoir tester plusieurs dispositions afin d'aboutir un meilleur comportement de la structure on a opté pour la disposition suivante :

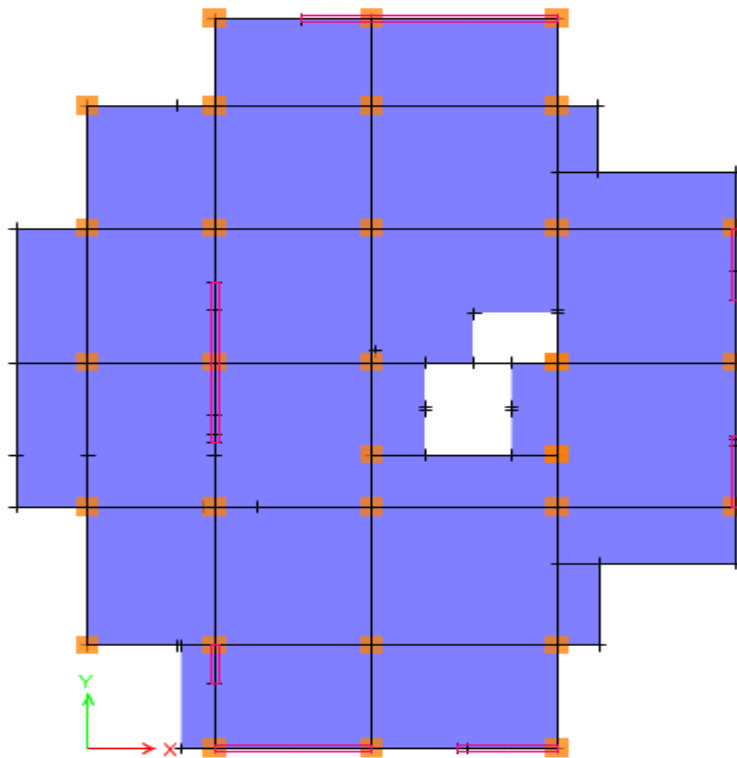


Figure 4.3. Plan de disposition des voiles de contreventement

4.4. Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique

❖ Modes de vibration et taux de participation des masses modales

Le RPA99/2003(art 4.3.4) exige que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

Tableau 4.2. Périodes et taux de participation massique de la structure

Modes	Période (s)	(%) de la Masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)	Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)
1	0.663	0.0004	0.7151	0.0004	0.7151
2	0.539	0.6809	0.0005	0.6814	0.7157
3	0.365	0.0039	0.0003	0.6853	0.716
4	0.201	0.0005	0.1413	0.6858	0.8573
5	0.182	0.0984	0.0014	0.7841	0.8586
6	0.115	0.097	0.0013	0.8812	0.8599
7	0.1	0.0013	0.054	0.8824	0.9139
8	0.089	0.0237	0.0003	0.9062	0.9142

9	0.071	0.0066	0.0152	0.9128	0.9294
10	0.056	0.0177	0.0221	0.9305	0.9515
11	0.043	0.0507	0.0148	0.9812	0.9663
12	0.033	0.0097	0.0304	0.9909	0.9968

Analyse des résultats :

- La participation modale du premier mode suivant la direction Y est prépondérante avec un taux 71.51%, ce qui conduit à un mode de translation selon cette direction.
- Le deuxième mode est un mode de translation selon la direction X avec un taux de participation massique de 68.09% selon cette direction.
- La condition du RPA99v2003 (Art. 4.3.4) relative aux nombre de modes à retenir est satisfaite à partir du 7ème mode dans la direction Y, et à partir du 8ème mode dans la direction X.
- Les trois premiers modes de vibration sont montrés sur les figures ci-dessous :

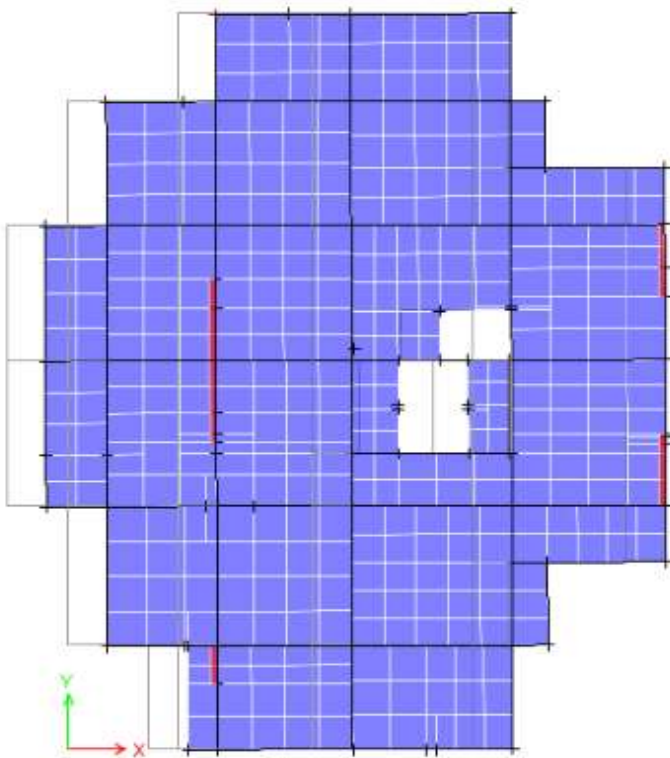


Figure 4.4. 1er Mode de vibration -Translation suivant l'axe Y

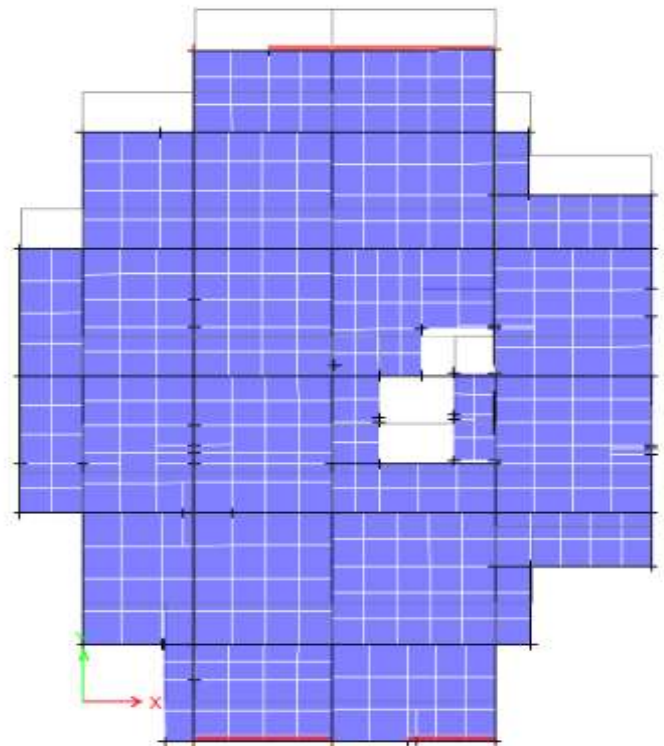


Figure 4.5. 2ème Mode de vibration -Translation suivant l'axe X

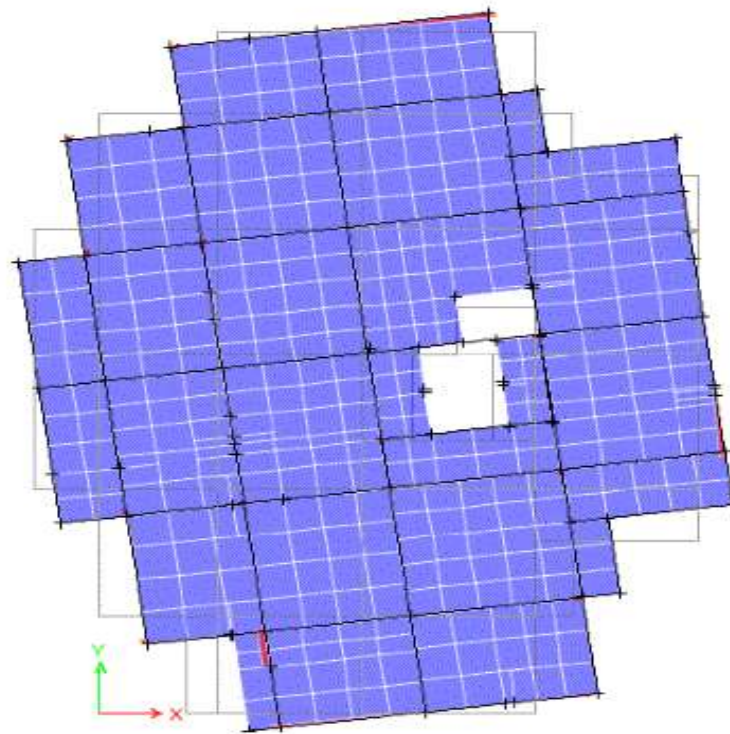


Figure 4.6.3^{ème} Mode de vibration -Rotation autour de l'axe Z

4.5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

4.5.1. Vérification de la résultante de la force sismique à la base

Le RPA99/2003 exige de vérifier la relation suivante $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

Tableau 4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0,8V_{st}$	Observation
Suivant X-X	2403.58	1977.152	Vérifiée
Suivant Y-Y	1540.204	2071.296	Non vérifiée

D'après le tableau la condition de RPA99/2003 n'est pas satisfaite selon Y, donc on doit majorer les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale de $(0,8 V_{st} / V_{dyn})$ comme suit :

$$\text{Sens y : } \frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}} = 1.345$$

4.5.2. Vérification vis-à-vis de la période

$1,3T_{\text{empirique}} \geq T_{\text{numérique}}$

Tableau 4.4. Vérification de la période

Sens	$1,3T_{\text{empirique}}$	$T_{\text{numérique}}$	Observation
Sens-X	0.768	0.539	Vérifiée
Sens-Y	0.697	0.663	Vérifiée

4.5.3. Justification de l'interaction voile-portique

Le RPA99/2003 (Art3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

❖ Sous charges verticales

Les voiles doivent reprendre au moins 20% des sollicitations.
$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre au plus 80% des sollicitations.
$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

Tableau 4.5. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales

Niveau	Charge verticale		% des charges verticales		Observations
	Portique	voile	Portique	Voile	
RDC	32188.31	5219.13	86,05	13,95	vérifiée
Etage 1	27772.77	4893.98	85,02	14,98	vérifiée
Etage 2	23664.78	4235.64	84,76	15,24	vérifiée
Etage 3	19498.72	3790.83	83,72	16,28	vérifiée
Etage 4	15709.84	3106.88	83,49	16,51	vérifiée
Etage 5	11816.58	2517.72	82,44	17,56	vérifiée
Etage 6	8302.10	1781.85	82,33	17,67	vérifiée
Etage 7	4549.86	1080.68	80,81	19,19	vérifiée
Etage 8	2416.58	541.11	81,71	18,29	vérifiée

❖ Sous charges horizontales

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.
$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations
$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

Tableau 4.6. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales sens x

Niveaux	Charges horizontales		(%) des charges horizontales		Observations
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
RDC	694,3945	1301,7387	34,79	65,21	vérifiée
Etage 1	557,8475	1384,6432	28,72	71,28	vérifiée
Etage 2	466,4742	1373,548	25,35	74,65	vérifiée
Etage 3	429,4005	1233,3709	25,82	74,18	vérifiée
Etage 4	466,5842	999,7029	31,82	68,18	vérifiée
Etage 5	389,8823	807,3372	32,57	67,43	vérifiée
Etage 6	390,8765	518,449	42,99	57,01	vérifiée
Etage 7	330,8729	248,0177	57,16	42,84	vérifiée
Etage 8	308,6714	73,74	80,72	19,28	vérifiée

Tableau 4.7. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales sent y

Niveaux	Charges horizontales		(%) des charges horizontales		Observations
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
RDC	768,7749	1238,2883	38,30	61,70	vérifiée
Etage 1	602,5616	1346,5972	30,91	69,09	vérifiée
Etage 2	802,2326	1011,1972	44,24	55,76	vérifiée
Etage 3	711,4603	950,559	42,81	57,19	vérifiée
Etage 4	744,7159	717,0617	50,95	49,05	vérifiée
Etage 5	576,8925	633,6583	47,66	52,34	vérifiée
Etage 6	607,4006	316,8944	65,72	34,28	vérifiée
Etage 7	282,516	301,0694	48,41	51,59	vérifiée
Etage 8	301,6694	123,7622	70,91	29,09	vérifiée

Pour satisfaire la vérification de l'interaction voiles-portiques, on a augmenté les sections des poteaux comme suit :

Tableau4.8. les sections des poteaux

RDC	01-02	03-04	05-06	07-08	terrasse
65×70	60×65	55×60	50×55	45×50	40×45

4.5.4. Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié, afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

La formule utilisée est la suivante $\sigma = \frac{N^{sismique}}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \rightarrow \frac{N}{B} \leq 0.3 f_{c28}$.

Tableau 4.9. vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	B (m ²)	N (KN)	σ	Observation
RDC	0.4550	2667,4266	0,234	Vérifiée
Etage 1	0.3900	2045,84	0,210	Vérifiée
Etage 2	0.3900	1546,84	0,159	Vérifiée
Etage 3	0.3300	1267,14	0,154	Vérifiée
Etage 4	0.3300	1002,51	0,122	Vérifiée
Etage 5	0.2750	788,03	0,115	Vérifiée
Etage 6	0.2750	606,34	0,037	Vérifiée
Etage 7	0.2250	406,66	0,030	Vérifiée
Etage 8	0.2250	207,32	0,015	Vérifiée
Terrasse	0.1800	64,15	0,006	Vérifiée

4.5.5. Vérification vis-à-vis les déformations

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{RPAv2003 (art 4.4.3)}$$

$$\text{Avec: } \delta_K = R \times \delta_{eK} \quad \text{RPAv2003 (art 4.4.3)}$$

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement dynamique (R=5)

Tableau4.10. Vérifications des déplacements

Niveaux	h_K (cm)	Sens-x					Sens-y				
		δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	Δ_K/h_K %	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	Δ_K/h_K %
RDC	306	0,0396	0,198	0	0,20	0,065	0,0541	0,271	0	0,27	0,088
Etage 1	340	0,1273	0,6365	0,198	0,44	0,144	0,1852	0,926	0,271	0,66	0,193
Etage 2	306	0,2315	1,1575	0,6365	0,52	0,170	0,3338	1,669	0,926	0,74	0,243
Etage 3	306	0,352	1,76	1,1575	0,60	0,197	0,4958	2,479	1,669	0,81	0,265
Etage 4	306	0,4793	2,3965	1,76	0,64	0,208	0,6571	3,286	2,479	0,81	0,264
Etage 5	306	0,6114	3,057	2,3965	0,66	0,216	0,8117	4,059	3,286	0,77	0,253
Etage 6	306	0,7423	3,7115	3,057	0,65	0,214	0,9522	4,533	4,059	0,47	0,155
Etage 7	306	0,8736	4,3695	3,7115	0,66	0,215	1,0865	4,433	4,533	0,90	0,294
Etage 8	306	1,0113	5,0565	4,3695	0,69	0,225	1,2083	6,042	5,433	0,61	0,199
Terrasse	306	1,079	5,395	5,0565	0,34	0,111	1,2373	6,187	6,042	0,15	0,047

Remarque : tous les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage.

4.5.6. Vérification vis-à-vis les effets P- Δ

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1 \quad (7.1)$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$V_K = \sum_{i=K}^n F_i$: Effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_K : Hauteur de l'étage "k".

Si $0.1 \leq \theta_K \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_K)$.

Si $\theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats de la vérification sont obtenus dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4.11. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

Niveaux	h_K (cm)	P_K (KN)	Sens-x			Sens-y		
			Δ_K (cm)	V(KN)	ϕ_K	Δ_K (cm)	V(KN)	ϕ_K
RDC	306	38459,955	0,20	2403.58	0,01	0,27	2071.57	0,016
Etage 1	340	33578,9	0,44	2329.59	0,019	0,66	2029.38	0,032
Etage 2	306	28710,0347	0,52	2222.32	0,022	0,74	1927.22	0,036
Etage 3	306	23971,4041	0,60	2057.56	0,023	0,81	1775.02	0,036
Etage 4	306	19371,6933	0,64	1835.24	0,022	0,81	1567.85	0,033
Etage 5	306	14771,9825	0,66	1548.64	0,021	0,77	1306.28	0,028
Etage 6	306	10388,5804	0,65	1193.03	0,018	0,47	995.39	0,016
Etage 7	306	5789,4178	0,66	757.95	0,016	0,9	633.32	0,027
Etage 8	306	3045,1748	0,69	424.49	0,016	0,61	360.38	0,017
Terrasse	306	216,6368	0,34	44.14	0,005	0,61	41.81	0,010

Conclusion

Après plusieurs dispositions des voiles de contreventement nous avons pu satisfaire toutes les exigences du **RPAv2003** tout en respectant l'aspect architectural du bâtiment qui nous a posé un obstacle majeur sur la disposition des voiles.

Finalement nous avons abouti une disposition des voiles assurant un bon comportement dynamique du bâtiment et cela après augmentation des sections des poteaux.

Chapitre 05

Introduction

Dans ce chapitre nous allons présenter le dimensionnement retenu et le ferrailage des éléments structuraux, les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues de l'analyse sismique de la structure.

5.1. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Leur ferrailage se fera à la flexion composée selon les combinaisons de calcul les plus défavorables introduites lors de la modélisation avec le logiciel ETABS2016 dans l'ordre suivant : (RPA99v2003)

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1- 1,35G + 1,5Q & \text{(ELU)} \\ 2- G + Q & \text{(ELS)} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 3- G + Q \pm E \\ 4- 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

- 1) Effort normal maximal et le moment correspondant : ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
- 2) Effort normal minimal et le moment correspondant : ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
- 3) Moment maximum et effort normal correspondant : ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)

5.1.2. Recommandations du RPA99/2003

Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone II
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - ✓ 4 % en zone courante.
 - ✓ 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (II_a).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

Avec : b_1 et h_1 : dimension de la section transversale du poteau.

h_e : hauteur d'étage

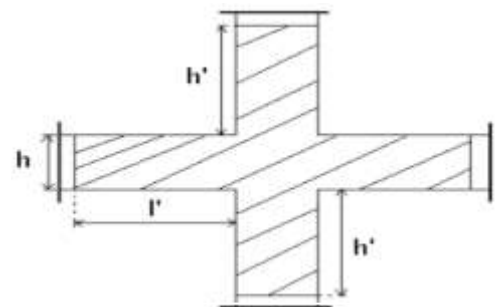


Figure 5.1. Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/V2003** sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau 5.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC	65×70	36.4	182	273
1 ^{er} et 2 ^{ème}	60 ×65	31.2	156	234
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55×60	26.4	132	198
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	50×55	22	110	165
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	45×50	18	90	135
Terrasse	40×45	14.4	72	108

❖ **Armatures transversales (art 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

- V_u : L'effort tranchant de calcul.
- h_1 : Hauteur totale de la section brute.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.
- ✓ $\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$
- ✓ $\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$
- t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :
 - ✓ **Dans la zone nodale :** $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$. En zone IIa.
 - ✓ **Dans la zone courante :** $t' \leq 15\phi_l$. En zone IIa.

ϕ_l : est le diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

• **La quantité d'armatures transversales minimales :**

$\frac{A_t}{t \times b_1}$ En % est donnée comme suit :

$$A_t^{min} \begin{cases} 3\%(b_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\%(b_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Tel que : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$

- λ_g : L'élancement géométrique
- a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.
- l_f : Longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 ϕ_t minimums.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ϕ cheminées > 12 cm pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

5.1.3. Les sollicitations maximales dans les poteaux

Tableau 5.2 .Sollicitations dans les poteaux des différents niveaux

Niveaux	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}(\max)$ (M ₂ , M3)		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}(\max)$ (M ₂ , M3)		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	
	N(KN)	M(KN.M)	N(KN)	M(KN.M)	M(KN.M)	N(KN)
RDC	-2667.43	-98.35	1787.47	17.44	-134.18	-1308.08
1 ^{er} et 2 ^{ème}	-2093.86	10.25	1326.00	20.38	-95.70	-1823.25
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	-1554.79	11.34	569.34	16.48	-100.63	-1267.14
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	-1038.5	11.47	133.30	10.52	-85.78	-754.69
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	-509.42	20.58	80.04	33.69	66.36	-216.01
Terrasse	74.58	-17.40	-28.73	27.35	33.77	-36.29

5.1.4. Ferrailage

Exemple de calcul : Soit les poteaux (40×45)

Soit : **N**= -36.29 KN ; **M** = 33.77 KN.m

b = 40 cm ; h = 45 cm ; d = 45-3=42 cm ;

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1.15$ et $\gamma_s = 1$

$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 0.93m > \frac{h}{2} = 0.225 \Rightarrow$ le centre de pressions est à l'extérieur de la section.

Il faut vérifier la condition suivant :

$$N_u(d - d') - M_{ua} \geq (0.337h - 0.81d')bhf_{bu} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 26.69 \text{ KN.m}$$

$$(1) \Rightarrow 1.38 \geq 0.42$$

Donc la section est partiellement comprimée **SPC**. Le calcul sa fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2f_{bu}} = 0,0266$$

$$\mu_{bu} = 0.0266 < \mu_1 = 0.391 \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa situation accidentelle}$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.033$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.415m$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{Zf_{st}} = \frac{26.69 \times 10^{-3}}{400 \times 0.415} = 1.61 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 1.61 \times 10^{-4} + \frac{36.29 \times 10^{-3}}{400} = 2.52 \text{ cm}^2$$

❖ Ferrailage longitudinale

Tableau 5.3. Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	Choix des barres
RDC	65×70	33.34	36.4	37.70	12HA20
1 ^{er} et 2 ^{ème}	60 ×65	26.17	31.2	33.70	8HA20+4HA16
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55×60	19.43	26.4	28.65	4HA20+8HA16
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	50×55	14.44	22	22.24	8HA16+4HA14
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	45×50	11.81	18	18.47	12HA14
Terrasse	40×45	2.52	14.4	16.08	8HA16

❖ Ferrailage transversale

Tableau 5.4. Ferrailage transversales des poteaux

Niveaux	RDC	1	2	3 et4	5 et 6	7 et 8	terrasse
Sections	65×70	60 ×65	60 ×65	55×60	50×55	45×50	40×45
ϕ_l^{min} (cm)	2.0	1.6	1.6	1.6	1.4	1.4	1.4
l_f (cm)	214.2	238	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	3.06	3.66	3.29	3.57	3.89	4.284	4.76
V(KN)	102.76	69.49	86.62	71.32	67.94	58.98	35.86
t_{zone n} (cm)	10	10	10	10	10	10	10
t_{zone c} (cm)	15	15	15	15	15	15	15
ρ	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
A_t (cm ²)	2.06	1.50	1.87	1.67	1.73	1.66	1.12
A_t^{min} (cm ²)	7.60	5.71	6.57	5.44	4.33	1.75	2.16
A_t^{adop} (cm ²)	7.85	6.28	7.85	6.28	4.71	4.02	3.14
Choix des barres	10HA10	8HA10	10HA10	8HA10	6HA10	8HA8	4HA10

5.1.5. Vérifications nécessaires

❖ Vérification au flambement

- Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement. L'effort normal ultime, est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \dots CBA93(\text{Article B8.4.1})$$

α : Coefficient fonction de l'élanement l.

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots \dots \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad l_f = 0.7 l_0; \quad \text{Avec : } i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \text{rayon de giration.}$$

Tableau 5.5 : Vérification au flambement des différents poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (m)	i(m)	α	λ	A _s (cm ²)	B _r (m ²)	N _u (MN)	N _d (MN)	observation
RDC	65×70	2.142	0.202	0.835	10.60	37.70	0.4284	7.72	2.67	Vérifiée.
1	60×65	2.38	0.188	0.828	12.66	33.70	0.3654	5.87	2.09	Vérifiée.
2	60×65	2.142	0.188	0.832	11.39	33.70	0.3654	6.60	2.09	Vérifiée.
3 et 4	55×60	2.142	0.173	0.829	12.38	28.65	0.3074	5.54	1.55	Vérifiée.
5 et 6	50×55	2.142	0.159	0.826	13.47	22.24	0.2544	4.53	1.04	Vérifiée.
7 et 8	45×50	2.142	0.144	0.820	14.87	18.47	0.2064	3.66	0.51	Vérifiée.
terrasse	40×45	2.142	0.130	0.814	16.48	16.08	0.1634	2.91	0.07	Vérifiée.

Vérification des contraintes

Comme la fissuration est peu nuisible, cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\sigma_{bc 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc 1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc 2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec :

S = b × h + 15(A + A') : section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A'+A)} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

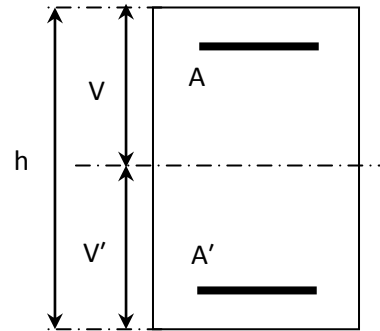


Figure 5.2. Section d'un poteau

Tableau 5.6. Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	RDC	1 et 2	3 et 4	5 et 6	7 et 8	terrasse
sections	65×70	60×65	55×60	50×55	45×50	40×45
d (cm)	67	62	57	52	47	42
S(m)	0.5681	0.4911	0.4159	0.3417	0.2974	0.2132
A' (cm ²)	37,70	33,70	28.65	22.24	18.47	16.08
A(cm ²)	37,70	33,70	28.65	22.24	18.47	16.08
V (cm)	35	32.5	30	27.5	25	24
V' (cm)	35	32.5	30	27.5	25	21
I _{yy'} (m ⁴)	0.0302	0.0226	0.0162	0.0109	0.0082	0.0041

$N_{ser}(KN)$	-1756.41	-1551.01	-1151.7	-769.26	-377.35	-45.25
$M_{ser}(KN.m)$	4.73	7.59	8.40	8.5	15.24	23.77
$M_{serG}(KN.m)$	4.73	7.59	8.40	8.50	15.24	23.15
$\sigma_{bc1}(MPa)$	3.04	3.05	2.61	2.04	0.80	1.11
$\sigma_{bc2}(MPa)$	3.15	3.29	2.92	2.46	1.73	1.39
$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	15	15	15	15	15	15

• **Vérification des contraintes de cisaillement**

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} < \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tableau 5.7. Vérification des contraintes de cisaillement

Niveaux	Section (cm ²)	l _r (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Obs.
RDC	65×70	2.142	3.06	0.04	67	102.76	0.236	1	Vérifiée.
1	60×65	2.38	3.66	0.04	62	69.49	0.187	1	Vérifiée.
2	60×65	2.142	3.29	0.04	62	86.62	0.412	1	Vérifiée.
3 et 4	55×60	2.142	3.57	0.04	57	71.32	0.227	1	Vérifiée.
5 et 6	50×55	2.142	3.89	0.04	52	67.94	0.261	1	Vérifiée.
7 et 8	45×50	2.142	4.28	0.04	47	58.98	0.279	1	Vérifiée.
terrasse	40×45	2.142	4.76	0.04	42	35.86	0.213	1	Vérifiée.

Dispositions constructives

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

• Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi_1 = 10 \times 1 = 10\text{cm}$.

• Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 20\text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 2 = 80\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 80\text{cm}$.

Pour $\phi = 16\text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65\text{cm}$.

Pour $\phi = 14\text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60\text{cm}$.

• Détermination de la zone nodale

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux éviter les jonctions par recouvrement dans les zones nodales (zones critiques).

Tableau 5.8. Dimensions de la zone nodale

Niveaux		RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	Terrasse
$l'(cm)$	P.P	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80
	P.S	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70
$h'(cm)$		70	65	65	60	60	60	60	60	60	60

❖ **Schémas de ferrailage**

Les schémas de ferrailages sont représentés dans l'annexe 01

5.2. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales et l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales. Le calcul par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 est comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1- 1,35G + 1,5Q \quad (\text{ELU}) \\ 2- G + Q \quad (\text{ELS}) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 3- G + Q \pm E \\ 4- 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

Dans notre projet on a deux poutres à étudier :

- Poutres principales (30 × 35)
- Poutres secondaires (30 × 30)

5.2.1. Recommandations du RPA 99/2003

❖ **Armatures longitudinales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.1)**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
4% de la section du béton en zone courante.

6% de la section du béton en zone de recouvrement.

- La longueur minimale des recouvrements est de " $L_r \geq 40 \times \emptyset$ " en zone IIa[RPA99/V2003 Art (7.5.2.1)].
- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.

❖ **Armatures transversales : RPA 99/2003 (article 7.5.2.2)**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \times S \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

- $S_t \leq \min (h/4 ; 12\emptyset_1)$ en zone nodale.

- $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section entravée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

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

5.2.2. Les sollicitations maximales et ferrailage des les poutres

❖ **Armatures longitudinales**

❖ **Tableau 5.9.**Les armatures longitudinales dans les poutres

Niveaux	Type de poutres	Section (cm ²)	Localisation	M (KN.M)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté}	Combinaison	V(KN)
Etage courant	PP	30*40	Travée	135.53	9.83	6	3HA16+3HA14=10.65	ELA	117.04
			Appuis	-132.63	9.60		3HA16+3HA14=10.65	ELA	
	PS	30*35	Travée	95.46	7.92	5.25	3HA14+3HA12=8.01	ELA	101.14
			Appuis	-119.14	10.15		3A16+3HA14=10.65	ELA	
Terrasse	PP	30*40	Travée	86.14	6.19	6	6HA12=6.79	ELA	97.92
			Appuis	-112.04	8.23		6HA14=9.24	ELU	
	PS	30*35	Travée	39.95	3.13	5.25	3HA14=4.62	ELA	66.09
			Appuis	-74.26	6.02		3HA16=6.03	ELUA	

❖ **Armatures transversales**

• **Calcul de ϕ_t**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_l^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{poutres principales} : \phi_t \leq \min(12; 11.43; 30)\text{mm} \\ \text{poutres secondaires} : \phi_t \leq \min(12; 10; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

✓ **poutres principales**(30 × 40)cm² : $\phi_t \leq \min(12; 10; 30)\text{mm}$

✓ **poutres secondaires**(30 × 35)cm²: $\phi_t \leq \min(12; 8,57; 30) \text{ mm}$

Soit $\phi_t = 10\text{mm}$ et $A_t = 4\phi_8 = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre + un étrier) ϕ_8

• **Calcul des espacements S_t**

D'après le **RPA99/2003 (Art7.5.2.2)** :

En zone nodale : $S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_l^{\min})$

✓ poutres principales: $S_t \leq \min(10; 14,4) \rightarrow S_t = 10\text{cm}$

✓ poutres secondaires: $S_t \leq \min(8.75; 14,4) \rightarrow S_t = 10\text{cm}$

En zone courante : $S_t \leq h/2$

✓ poutres principales: $S_t \leq 20 \rightarrow S_t = 15\text{cm}$

✓ poutres secondaires: $S_t \leq 17.5 \rightarrow S_t = 15\text{cm}$

❖ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

$A_{min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,3\% \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14\text{cm}^2 \dots \dots \dots$ vérifiée

• **Calcul des longueurs de recouvrement**

$L_r \geq 40 \varnothing$ (Art 7.5.2.1)

- Pour $\varnothing = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65 \text{ cm}$.
- Pour $\varnothing = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60\text{cm}$.
- Pour $\varnothing = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50\text{cm}$.

5.2.3. Vérifications nécessaires

Vérifications à l'ELU

• **Condition de non fragilité**

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_c} \leq A_{cal}$

✓ Poutres principales : $A_{min} = 1,376\text{cm}^2$

✓ Poutres secondaires : $A_{min} = 1,267\text{cm}^2$

• **Vérification des contraintes tangentielles**

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \dots \dots \dots \text{FPN}$

Tableau 5.10. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V^{max} (kN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Principales	117.04	1,03	3,33	Vérifiée
Secondaires	101.14	1.02	3,33	Vérifiée

• **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis du cisaillement**

Pour les appuis de rives: $A_l \geq A_l^{rive} = V^{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires : $A_l \geq A_l^{inter} = \left(V^{max} - \frac{M_a}{0,9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Tableau 5.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	V^{max} (kN)	M_a (KN.m)	A_l (cm ²)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{inter} (cm ²)	Observation
Principales	117.04	132.63	10.65	3.36	-7.78	Vérifiée
Secondaires	101.14	119.14	10.65	2.91	-8.62	Vérifiée

❖ **Vérification à l'ELS**

• **Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

• **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

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

Tel que : $\frac{b_0}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$ et $I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$

Tableau 5.12. Vérification de l'état limite de compression du béton

plancher	Poutres	Localisation	Mser (kN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
terrasse	Poutres principales	Appuis	82.99	107010	14.68	11.38	15	Vérifiée
		Travées	35.97	85626	13.02	5.47	15	Vérifiée
	Poutres secondaires	Appuis	23.97	57016	11.41	4.80	15	Vérifiée
		Travées	12.43	46636	10.25	2.73	15	Vérifiée
Etages courants	Poutres principales	Appuis	80.46	118112	15.48	10.55	15	Vérifiée
		Travées	47.91	118112	15.48	6.28	15	Vérifiée
	Poutres secondaires	Appuis	24.91	85094	14.16	4.14	15	Vérifiée
		Travées	15.32	69996	12.74	2.79	15	Vérifiée

• **Vérification de l'état limite de déformation**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \\ A_t \leq \frac{4,2bd}{f_e} \end{cases}$$

✓ **Poutres principales**

$$\frac{h}{L} = 0.166 \geq \max(0.0625; 0,085) = 0.085 \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

$$A_t = 10.65 \text{ cm}^2 \leq \frac{4,2 \times 0,3 \times 0,38}{400} \times 10^4 = 11.97 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Poutres secondaires**

$$\frac{h}{L} = 0,075 \geq \max(0,0625; 0,046) = 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

$$A_t = 8,01 \text{ cm}^2 \leq \frac{4,2 \times 0,3 \times 0,33}{400} \times 10^4 = 10,39 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

• **Vérification de la zone nodale**

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99v2003 (Art.7.6.2) exige de vérifier que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

Tableau 5.13. Moments résistants des poteaux

Niveaux	<i>h</i> (cm)	<i>Z</i> (cm)	<i>A_S</i> (cm ²)	<i>σ_s</i> (MPa)	<i>M_R</i> (KN. m)
RDC	70	63	37.7	348	826.53
1 et 2	65	58.5	33.7	348	686.06
3 et 4	60	54	28.65	348	538.391
5 et 6	55	49.5	22.24	348	383.106
7 et 8	50	45	18.47	348	289.24

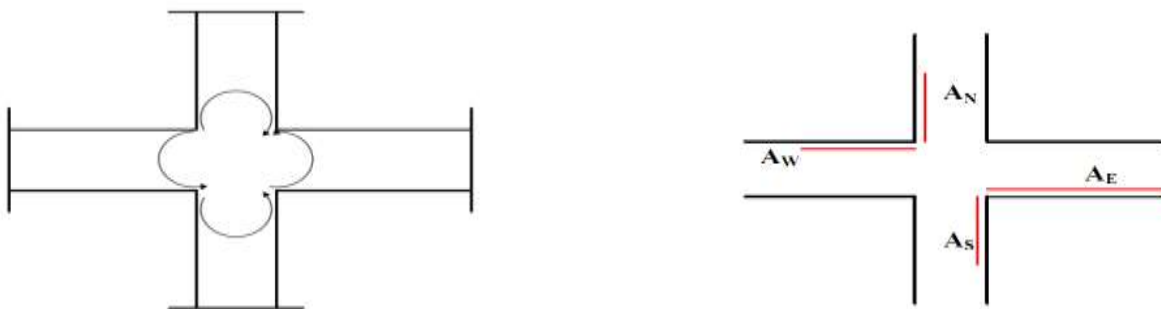


Figure 5.3. Répartition des moments dans la zone nodale

Détermination du moment résistant

Le moment résistant (*MR*) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section du béton ;
- ✓ De la quantité d'armatures dans la section ;
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers.

On a: $M_R = z \times A_S \times \sigma_s$

Avec : $z = 0.9h$, $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ et $\gamma_s = 1.15$ (cas le plus défavorable).

Tableau 5.14. Moments résistants dans les poutres

Niveaux	Type des Poutres	H (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	M_R (kN.m)
Etage courant	Principale	40	36	16.68	348	197.36
	Secondaire	35	31.5	15.27	348	167.39

Tableau 5.15. Vérification de la zone nodale dans les différents étages

Niv	Types des poutres	M_s (KN.m)	M_N (KN.m)	M_N+M_s (KN.m)	M_W (KN.m)	M_E (KN.m)	$1,25 \left(\begin{matrix} M_W \\ +M_E \end{matrix} \right)$ (KN.m)	Obs
RDC	PP	826.23	686.06	1512.29	197.36	197.36	493.48	Vérifiée
	PS	826.23	686.06	1512.29	167.39	167.39	418.47	Vérifiée
1 et 2	PP	686.06	538.39	1224.45	197.36	197.36	493.48	Vérifiée
	PS	686.06	538.39	1224.45	167.39	167.39	418.47	Vérifiée
3 et 4	PP	538.39	383.11	921.50	197.36	197.36	493.48	Vérifiée
	PS	538.39	383.11	921.50	167.39	167.39	418.47	Vérifiée
5 et 6	PP	383.11	289.24	672.35	197.39	197.39	493.48	Vérifiée
	PS	383.11	289.24	672.35	167.36	167.36	418.47	Vérifiée
7et 8	PP	289.42	251.48	541.05	197.39	197.39	493.48	Vérifiée
	PS	289.42	251.81	541.05	167.36	167.36	418.47	Vérifiée

❖ Schémas de ferrailage

Les schémas de ferrailage sont représentés dans l'annexe 02

5.3. Etude des voiles

Le RPA99 version 2003 (Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa. Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} M^{\max} \rightarrow N_{\text{corresp}} \\ N^{\max} \rightarrow M_{\text{corresp}} \\ N^{\min} \rightarrow M_{\text{corresp}} \end{cases}$$

5.3.1. Recommandation du RPA99 version 2003

❖ Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ 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.
- ✓ Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

- ✓ À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

❖ Armatures Horizontal

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre des efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_1$.

❖ Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m^2 .

5.3.2. Règles communes (RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3)

- 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 nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $l/10$ de l'épaisseur du voile.
- les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - ✓ 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- ✓ 20 Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :
 $A_{ij} = 1,1 V/f_e$ Avec $V = 1,4V_u$
- Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts détraction dus aux moments de renversement.

5.1.4. Ferrailage

Exemple de calcul du voile VX1:

Tableau.5.16. Sollicitations dans le voile VX1 au niveau de RDC

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M(KN.M)	N(KN)	M(KN.M)	M(KN.M)	N (KN)	
RDC	1789.745	3489.8245	-68.2595	-898.5946	3489.8245	1798.745	796.21

Le ferrailage se fera sous M_{max} N_{cor} , à la flexion composée pour une section ($e \times 1$ ml).

Données : $M_{max} = 3489.8245$ KN, $N_{cor} = 1798.745$ KN.m ; $l = 2$ m ; $e = 0,20$ m ;

$d = 1,95$ m $d' = 0,05$ m

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 1.94m > \frac{h}{2} = 0.225 \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'exterieur de la section.}$$

Il faut vérifier la condition suivant :

$$N_u(d - d') - M_{ua} \geq (0.337h - 0.81d')bh f_{bu} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 8076.6 \text{ 1KN.m}$$

$$(2) \Rightarrow 1.097 \geq 0.164$$

Donc la section est partiellement comprimée **SPC**. Le calcul sa fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = 0,109 ; \mu_{bu} = 0.0266 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa situation accidentelle}$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.145$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 4.85m$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{Z f_{st}} = \frac{26.69 \times 10^{-3}}{400 \times 0.415} = 41.63 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 41.63 \times 10^{-4} + \frac{1798.745 \times 10^{-3}}{400} = -3.33 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0 \text{ cm}^2$ dans la zone tendu.

Détermination des longueurs (tendue et comprimée)

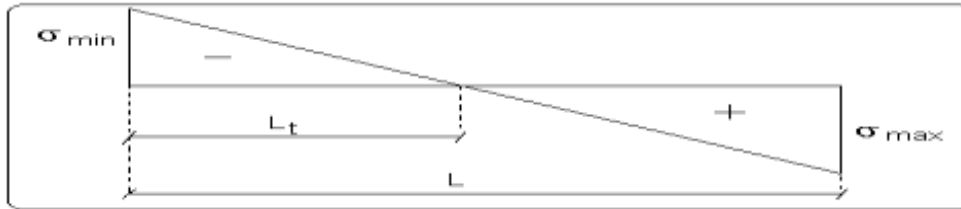


Figure 5.4. Schéma des contraintes

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\sigma^{max} = 7.46 \text{ MPA} \quad ; \quad \sigma^{min} = -2.84 \text{ MPA}$$

On a:

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \qquad l_c = L - 2l_t$$

$$\left\{ \begin{aligned} l_t &= \frac{2.84 \times 5.2}{2.84 + 7.46} = 1.44 \text{ m} \\ l_c &= 5.2 - 2 \times 1.44 = 2.32 \text{ m} \end{aligned} \right.$$

Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante)

$$\left\{ \begin{aligned} A_{min}^{z.t} &= 0,2\% (e \times l_t) = 4.29 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^{z.c} &= 0,1\% (e \times l_c) = 3.51 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right.$$

Armatures minimales dans tout le voile

Selon le **RPA99/2003**, $A_{min} = 0,15\% (e \times l) = 0,15\% (15 \times 150) = 11.70 \text{ cm}^2$

Espacement des barres verticales

$S_t \leq \min(1,5 \times e ; 30 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 22.5 \text{ cm} \rightarrow$ On opte pour $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures horizontales

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times b \times S_t \times \gamma_s}{0,9 \times f_e}$$

Avec : $\tau_u = \frac{1,4 V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 796.21 \times 10^{-3}}{0,15 \times 5.15} = 1.44 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 5 \text{ MPa} \rightarrow$ Pas de risque de rupture par cisaillement.

Espacement des barres horizontales :

$$S_t \leq \min(1,5 \times e; 30\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On opte pour } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } A_h \geq \frac{1,44 \times 0,15 \times 0,2 \times 1}{0,8 \times 400} = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a } A_h > A_h^{\min} = 0,15 \% \times e \times s_t = 0,45 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

Armatures verticales :

$$\text{En zone tendue : } A^{z.\text{tendue}} = 16\text{HA8} = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone comprimée : } A^{z.\text{comprimée}} = 12\text{HA8} = 6,03 \text{ cm}^2$$

Armatures horizontales :

$$A^H = 2\text{HA10} = 1,5 \text{ cm}^2 (S_t = 20 \text{ cm})$$

Tableau 5.17. Ferrailage du voile VX1

Section	RDC	Etage 1et 2	3 et 4	5 et 6	Etage 7 et 8
l (m)	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
e (m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
N (KN)	-1798.74	-1642.25	-1196.33	-739.20	-42.30
M(KN.m)	-3489.82	-3624.71	-2252.91	-1206.85	73.40
V (KN)	796.21	966.95	455.60	511.84	247.60
τ (MPA)	1.59	1.93	1.5	1.02	0.49
$\bar{\tau}$ (MPA)	5	5	5	5	5
$A_{cal/face}$ (cm ²)	0	0	0	0	0
A_{min} (cm ²)	11.7	11.7	11.7	11.7	11.7
l_t (m)	1.43	1.58	1.40	1.22	0.93
l_c (m)	2.34	2.04	2.93	2.76	3.33
A_{tendu}^{\min} (cm ²)	4.29	4.74	4.21	3.66	2.80
A_{comp}^{\min} (cm ²)	3.51	3.06	5.59	4.14	4.99
$A_{v/face}^{\text{adopté}}$ (cm ²)	28HA8=14.07	28HA8=14.07	28HA8=14.07	28HA8=14.07	28HA8=14.07
S_t (m)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.35			0.96	0.46
A_h^{\min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{\text{adopté}}$ (cm ²)	2HA10=1.50	2HA10=1.50	2HA10=1.50	2HA10=1.50	2HA10=1.50

Tableau 5.18. Ferrailage du voile VY1

Section	RDC	Etage 1et 2	3 et 4	5 et 6
l (m)	1.30	1.30	1.30	1.30
e (m)	0.15	0.15	0.15	0.15
N (KN)	-564.4	-390.4	-288.2	-193.70
M(KN.m)	-222.8	-169.5	-139.1	-111.1
V (KN)	93	61.6	848	948
τ (MPA)	0.74	0.49	0.71	0.76
$\bar{\tau}$ (MPA)	5	5	5	5
$A_{cal/face}$ (cm ²)	0	0	0	0

$A_{min}(cm^2)$	2.93	2.93	2.93	2.93
$l_t(m)$	0.29	0.32	0.36	0.40
$l_c(m)$	0.71	0.65	0.58	0.49
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	0.88	0.98	1.07	1.21
$A_{comp}^{min}(cm^2)$	1.07	0.97	0.87	0.74
$A_{v/face}^{adopté}(cm^2)$	8HA8=4.02	8HA8=4.02	8HA8=4.02	8HA8=4.02
$S_t(m)$	20	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2(cm^2))$	0.49	0.46	0.66	0.71
$A_h^{min}(cm^2)$	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adopté}(cm^2)$	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01

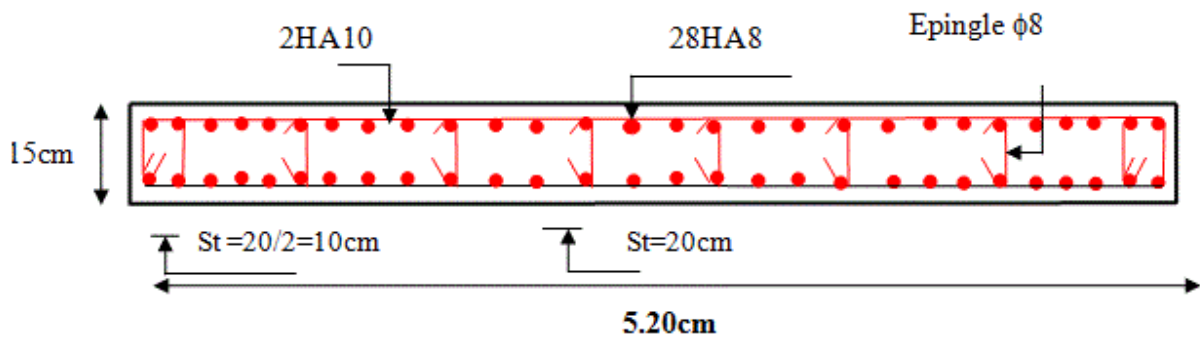


Figure 5.5. Schéma de ferrailage du voile VX1 au niveau du RDC

Conclusion

Le long de ce chapitre nous avons étudié les différents éléments principaux, la détermination des ferrailages de ces derniers, il a été tenu compte des ferrailages obtenu par le logiciel **ETABS 2016**.

Les différents ferrailages adoptés pour les éléments structuraux respectent les recommandations du RPA et BAEL.

Chapitre 06

Introduction

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise. Elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol. Cette transmission peut être directe (semelle posées directement sur le sol) ou indirecte (semelle sur pieux). Il existe plusieurs types de fondations tel que : Fondations superficielle (semelle isolée, semelle filante, radier général) ; Les fondations semi-profondes et Fondations profondes

Le choix de type de fondation se fait selon les conditions suivantes :

- ❖ La capacité portante de sol
- ❖ La charge à transmettre au sol
- ❖ La profondeur d'ancrage
- ❖ La distance entre axes des poteaux

Combinaison de calcul

D'après le **RPA99** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes : $G + Q \pm E$ et $0,8G \pm E$

6.1. Choix du type de fondation

D'une manière générale, les fondations doivent répondre à la relation suivante : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$ Avec :

N : effort normal agissant sur la semelle ; S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

6.1.1. Vérification des semelles isolées

Premièrement on suggère la semelle isolée dont la vérification concerne la semelle sous le poteau le plus sollicité tel que :

$$S_{fondation} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \text{ tel que}$$

N_{ser} = l'effort normal de service maximal agissant sur la semelle calculé d'après logiciel ETABS 2016.

$$S : \text{Surface d'appui de la semelle} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{1756,41}{130} = 13,51 \text{m}^2$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N * b}{\sigma_{sol} * a}} \quad \text{AN : } B \geq 3,54 \text{m}$$

On remarque qu'il y' aura un chevauchement entre les semelles isolée, car l'entre axe minimal des poteaux est de 1.80m ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

6.1.2. Vérification des semelles filantes

On détermine la semelle filante la plus sollicitée en utilisant ETABS 2016. Les résultats sont obtenus dans le tableau suivant :

Tableau 6.1. Somme des efforts normaux des différentes files de semelles

Files de portique	1	2	3	4	5	6	7	8
Effort normaux repris (KN)	652,75	1421,38	1756,41	1549,07	1101,29	1319	1336,99	400,96

La vérification à faire est : $\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$ Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$$N = 652,75 + 1421,38 + 1756,41 + 1549,07 + 1101,29 + 1319 + 1336,99 + 400,96 = 9537,85 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} : \text{Contrainte admissible du sol.} \quad \text{Donc:} \quad B \geq \frac{9537,85 \times 10^{-3}}{0,13 \times 25,5} = 2,88 \text{ m}$$

L'entre axe minimal des poteaux est de 1.80m ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas, donc il y'aura un chevauchement entre les semelles filantes.

6.1.3. Vérification de Radier général

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide). Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ✓ Un mauvais sol.
- ✓ Charges transmises au sol sont importantes.
- ✓ Les poteaux rapprochés (petites trames).

Dans le but d'augmenter la rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

❖ Pré dimensionnement

• Condition de coffrage

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments de contreventement .Donc : $L_{max} = 5.20 \text{ m}$.

1) Nervure :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{520}{10} \Rightarrow h_t \geq 52 \text{ cm}; \text{ Soit } h_t = 55 \text{ cm}$$

1) Dalle :

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{520}{20} \Rightarrow h_r \geq 26 \text{ cm}; \text{ Soit } h_r = 30 \text{ cm}.$$

• Vérification de condition de rigidité

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 3.216 \times 10^4 \text{MPa}$.

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$.

K : module de résistance du sol.(on un sol moyen donc $K=4 \times 10^4 \text{KN/m}^3$).

b : largeur du radier, on prend une bande de 1 m.

$$\text{On a } \begin{cases} ht = 55\text{cm} \\ I = 0.01386\text{m}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Le = 2,58\text{m} \\ L_{\max} = 5.20\text{m} > \frac{\pi}{2} \times Le = 4,05\text{m} \end{cases} \quad \text{Non vérifiée}$$

On redimensionne les nervures avec $h_t=80\text{cm}$ (puisque la condition n'est pas vérifiée avec $ht=55\text{cm}$).

$$\text{Tel que } \begin{cases} ht = 80\text{cm} \\ I = 0.04267\text{m}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Le = 3.42\text{m} \\ L_{\max} = 5,20\text{m} < \frac{\pi}{2} \times Le = 5,37\text{m} \end{cases} \quad \text{C'est vérifiée}$$

$$\text{Et : } h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5,2^4 \times 0,5 \cdot 10^4}{\pi^4 \times 3,216 \cdot 10^7}} = 77\text{cm} \text{ , Donc : } h_t \geq 77\text{cm} \Rightarrow h_t = 80\text{cm}$$

• La surface du radier

$$\frac{N}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_s \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N}{\sigma_s} = \frac{38459,96}{130} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq 295,85\text{m}^2$$

Avec : N est charge totale transmise par la superstructure

La surface du bâtiment : $S_{\text{bat}} = 25,5 \times 18,45 \Rightarrow S_{\text{bat}} = 470,48\text{m}^2$. Alors : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} \Rightarrow S_{\text{rad}} = 470,48\text{m}^2$

❖ Vérifications nécessaires

a) Vérification au poinçonnement

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

Avec: μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

Q_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité(C6) donnée par **ETABS 2016**.

h_0 : hauteur de radier tel que : $h_0 = 30\text{cm}$.

$$\mu_c = (a + b + 2h_0) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 2 \times (0.65 + 0,70 + 2 \times 0.3) \Rightarrow \mu_c = 3,9\text{m}.$$

$$Q_u = 2371,15\text{KN} > 0.045 \times 3.9 \times 0.3 \times 25 / 1.5 = 877,5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ce n'est pas vérifiée}$$

On augmente l'épaisseur du radier à $h_0=65\text{cm}$

$$\mu_c = (a + b + 2h_0) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 2 \times (0.65 + 0,7 + 2 \times 0.65) \Rightarrow \mu_c = 5,3\text{m}.$$

$$Q_u = 2204.12\text{KN} < 0.045 \times 5,3 \times 0.65 \times (25 / 1.5) = 2583,75\text{KN} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

$$I_x = 25493,86\text{m}^4, X_G = 9,225\text{m}.$$

$$I_y = 13345,9\text{m}^4, Y_G = 12,75\text{m}.$$

$$N' = N + P \Rightarrow N' = 38459,96 + (25 \times 0,65 \times 470,48) \Rightarrow N' = 46105,26 \text{ KN}$$

Avec : $P = \gamma_b \times h \times S = 7645,3 \text{ KN}$ c'est le poids propre de radier.

Avec σ_{\max} et σ_{\min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

✓ **Dans le Sens X-X** : $N' = 46105,26 \text{ KN}$ et $M_x = 38500,45 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0,09 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 0,13 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée.}$$

✓ **Dans le Sens Y-Y** : $N' = 46105,26 \text{ KN}$; $M_y = 45016,22 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0,12 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 0,13 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée.}$$

c) Vérification de la stabilité au renversement

Selon le **RPA99**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N'} \leq \frac{B}{4}$

• **Dans le sens X-X** : $e = \frac{38500,45}{46105,26} \Rightarrow e = 0,83 \text{ m} < \frac{18,45}{4} = 4,61 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

• **Dans le sens Y-Y** : $e = \frac{45016,22}{46105,26} \Rightarrow e = 0,98 \text{ m} < \frac{25,5}{4} = 6,37 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

d) Vérification de la poussé hydrostatique : Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1,5$).

H : la hauteur d'ancrage du radier ($H = 0,65 \text{ m}$).

S_{rad} : Surface totale du radier ($S_{\text{rad}} = 470,48 \text{ m}^2$).

On a : $N' = 46105,26 \text{ KN} \Rightarrow N' \geq 1,5 \times 0,65 \times 470,48 \times 10 = 4587,18 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$

3.1.3.1. Ferrailage de La dalle du radier

La radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension $L_x = 4,3 \text{ m}$ $L_y = 4,35 \text{ m}$.

❖ Calcul des sollicitations

$$N_u = 1,35 \times 7645,3 + 51920,94 = 62242,1 \text{ KN} \quad \text{Effort normal (avec le poids du radier)}$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} = \frac{62242,1}{470,48} = 132,29 \text{ KN}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0,99 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.} \Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,0376 \\ \mu_y = 0,9771 \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0449 \\ \mu_y = 0,9847 \end{cases}$$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 91,97\text{KN.m}$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_{ox} \Rightarrow M_0^y = 89,86\text{KN.m}$

✓ **En travée** : Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 78,17\text{KN.m}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 76,38\text{KN.m}$

✓ **En appui** : Sens x-x' : $M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 45,98\text{KN.m}$

Sens y-y' : $M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 44,93\text{KN.m}$

Le ferrailage se fera pour une section $(b \times h_r) = (1 \times 0,65)\text{m}^2$.

• **Condition de non fragilité**

On calcule A_{min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $h_r = 65\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $\rho = 0,99$

$\rho > 0.4 \rightarrow h_r > 12\text{cm}$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 5.23\text{cm}^2 \\ A_{min}^y = 5,2\text{cm}^2 \end{cases}$$

Tableau 6.2. Section d'armateur du radier

Localisation		M (KNm)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens x-x	Travée	78,17	3,77	5,23	5T12=5.65	20
	Appui	45,98	2,21	5,23	5T12=5.65	20
Sens y-y	Travée	76,38	3,69	5,2	5T12=5.65	20
	Appui	44,93	2,16	5,2	5T12=5.65	20

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_x^x}{4} \Rightarrow 5.65 > 1.41\text{cm}^2$ c'est vérifié

❖ **Calcul à L'ELU**

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 192,56\text{KN} ; V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 189,62\text{KN}$$

On prend: $V_{max}=192,56\text{KN}$.Tel que: $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$.

$\tau_u = 0.33\text{MPa} < 1.25\text{MPa}$ c'est vérifiée

Vérification à l'E.L.S

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{59566,24}{470,48} = 126,61\text{KN/m}$$

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(0,5 \times f_e; 90 \times \sqrt{ft}) = 164,97\text{MPa}$$

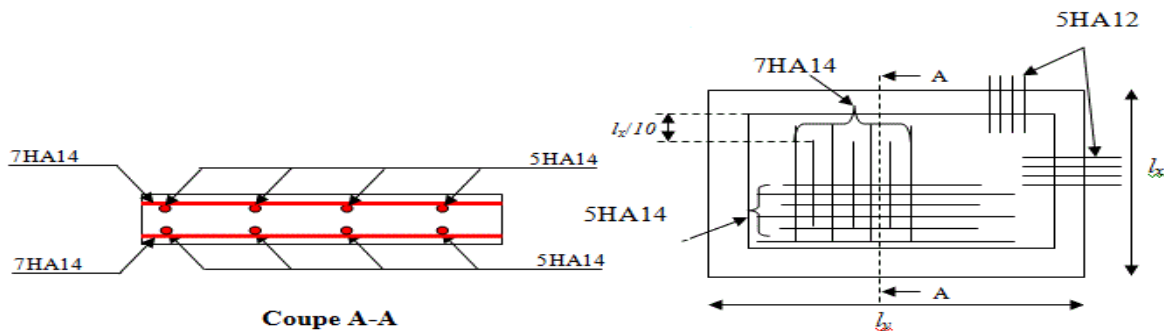
Tableau6.3. Vérification des contraintes de radier

Sens	localisation	M(KN.m)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	travée	89,34	9,27	244660	3,39	277,87	N vérifiée
	appuis	52,56	9,27	244660	1,99	163,45	vérifiée
y-y	travée	87,98	9,27	244660	3,33	273,62	N vérifiée
	appuis	51,75	9,27	244660	1,96	160,95	vérifiée

Tableau 6.4. Section d'armateur du radier a l'ELS

Localisation		M (KNm)	A _{calc} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens x-x	Travée	89,34	9,52	7HA14=10,78	14
	Appui	52,56	5,23	5HA12=5.65	20
Sens y-y	Travée	87,98	9,37	5HA4=10,78	14
	Appui	51,75	5,2	5HA12=5.65	20

❖ **Schéma de ferrailage**



❖ **Figure 6.1.** Schéma de ferrailage du radier

3.1.3.2. Calcul des nervures

❖ **Les sollicitations sur les nervures**

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On à $\rho = 0,99 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

• **Charge triangulaire**

$$P = \frac{q_u \times l_x}{3} \text{ Avec } P \text{ charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.}$$

• **Charge trapézoïdale**

$$P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2} : P \text{ charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.}$$

Moments aux appuis

$$M_a = \frac{P_g \times L_g^3 + P_d \times L_d^3}{8.5 \times (L_g + L_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = l$ pour une travée de rive et $l' = 0,8 l$ pour une travée intermédiaire

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$

Moment en travée

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (L - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement

On prend les nervures de rives et intermédiaires.

✓ **Sens transversal (X-X) :**

- **Schéma statique équivalent**

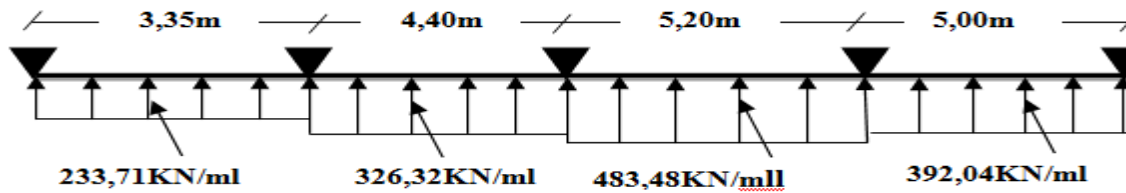


Figure 6.3. Charges transmises aux nervures dans le sens XX

Tableau 6.5. Sollicitations de la nervure dans le sens XX

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KNm)$		$X (m)$	$M_t (KNm)$	$V (KN)$
				M_g	M_d			
A-B	3,35	3,35	233,71	0	394,19	1,172	160,38	273,8
B-C	4,4	3,52	326,32	394,19	751,2	1,951	227,09	636,76
C-D	5,2	4,16	483,48	751,2	1076,44	2,471	724,39	1194,5
D-E	5	5	392,04	1076,44	0	3,05	746,02	1319,59

✓ **Sens longitudinal (Y-Y)**

- **Schéma statique équivalent**

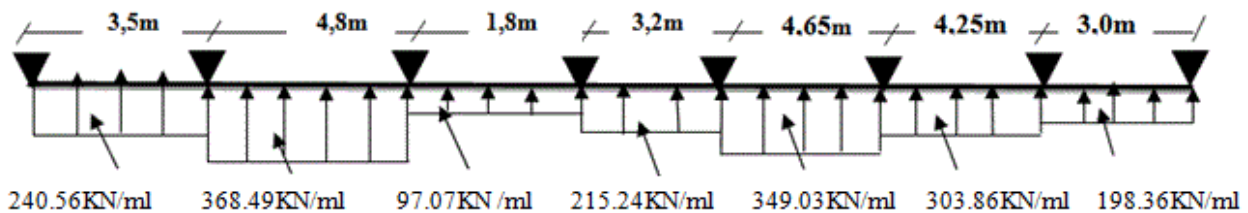


Figure 6.4. Charges transmises aux nervures dans le sens YY

Tableau 6.6. Sollicitations de la nervure dans le sens YY

Travée	$l_y(m)$	$l'_y(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KNm)$		$X (m)$	$M_t (KNm)$	$V(KN)$
				M_g	M_d			
A-B	3,5	2,85	251,35	0	522,16	1,156	168,07	290,67
B-C	4,8	4,15	385,02	522,16	492,51	2,416	601,57	930,23
C-D	1,8	1,15	101,42	492,51	119,88	2,941	-53,84	917,87
D-E	3,2	2,55	224,89	119,88	422,38	1,18	36,6	265,29
E-F	4,65	4	364,69	422,38	516,4	2,27	516,86	827,68
F-G	4,25	3,6	317,5	516,4	332,26	2,261	295,48	868,12
G-H	3	2,35	207,25	332,26	0	2,034	96,62	631,36

❖ **Ferraillage des nervures**

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h_i=80cm ; h_0=65cm ; b_0=65cm ; d=75cm.$

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10} ; \frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \leq \min(\frac{480}{10} ; \frac{500}{2})$

$b_1 \leq \min(48;250)$

Soit : $b_1 = 48cm$

Donc : $b = b_1 \times 2 + b_0 = 161cm$

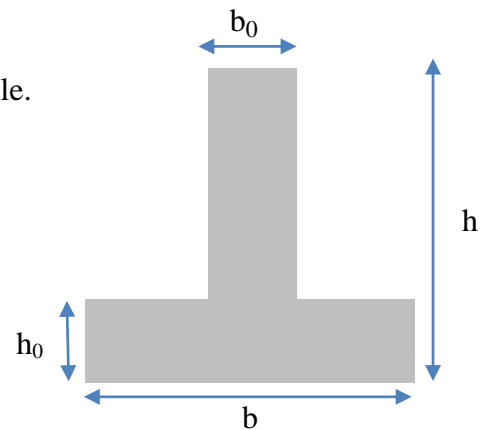


Figure 6.5. Schéma des nervures

Tableau 6.7. Résultats de ferraillage des nervures

Localisation		M (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix des barres
X-X	Travée	746,02	29,48	14,58	31,42	10HA20
	Appui	1076,44	43,16		43,78	7HA25+3HA20
Y-Y	Travée	601,57	23,58	14,58	25,76	5HA20+5HA16
	Appui	522,16	20,44		23,48	7HA16+3HA20

❖ **Vérification des efforts tranchants à l'ELU : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$**

F.N $\Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4MPa) = 2,5 MPa$

Selon le Sens (x): $\tau_u = \frac{1319,59 \times 10^{-3}}{1,61 \times 0,75} = 1,09MPa < \bar{\tau} = 2,5 MPa \dots \dots \dots$ Vérifiée

Selon le Sens (y): $\tau_u = \frac{930,23 \times 10^{-3}}{1,61 \times 0,75} = 0,77MPa < \bar{\tau} = 2,5 MPa \dots \dots \dots$ Vérifiée

❖ **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$\phi_t \leq \min(\phi_{lmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}) \Rightarrow \phi_t \leq \min(16 ; 22,86 ; 65)mm \Rightarrow$ Soit $\phi_t = 10mm$

Espacement des aciers transversaux

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}\right) \Rightarrow St \leq \min(20; 19,2) = 15\text{cm}$$

On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 15\text{ cm}$.

Armatures de peau

D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3 cm par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

pour $h = .80\text{cm}$ $A_p = 3 \times 0.8 = 2.4\text{cm}^2$. On opte 2 HA14 = 3.08cm^2 / face.

➤ **Vérification des contraintes a l'ELS** : On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(0,5 f_e; 90 \times \sqrt{\eta} \text{ftj}) = 164,97\text{MPa}.$$

Tableau 6.8. Vérification des contraintes des nervures du radier

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
X-X	Travée	713,63	18,23	1844057	7,05 < 15	Vérifiée	329,53 > 164,97	N Vérifiée
	Appui	1031,09	20,99	2411944	8,97 < 15	Vérifiée	346,33 > 164,97	N Vérifiée
Y-Y	Travée	575,74	16,72	1563280	6,16 < 15	Vérifiée	321,93 > 164,67	N Vérifiée
	Appui	499,74	16,06	1445817	5,55 < 15	Vérifiée	305,59 > 164,97	N Vérifiée

Tableau 6.9. Résultats de ferrailage des nervures à l'ELS

Localisation		M (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	Choix des barres
X-X	Travée	713,63	62,76	64,75	5HA32+5HA25
	Appui	1031,09	91,91	96,51	12HA32
Y-Y	Travée	575,74	50,27	55,92	5HA32+5HA20
	Appui	499,74	43,49	43,78	7HA25+3HA20

❖ Schéma de ferrailage des nervures

Les schémas de ferrailage des nervures sont représentés dans l'**annexe 03**.

6.2. Etude des 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 20 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

6.2.1. Dimensionnement du voile périphérique

- ✓ Hauteur $h=3,4\text{m}$

- ✓ Longueur $L=5,2$ m
- ✓ Épaisseur $e=20$ cm

$$\text{❖ Caractéristique du sol : } \left\{ \begin{array}{l} \text{poids spécifique: } \gamma = 15,9 \text{ KN/m}^3 \\ \text{la cohésion : } C = 0,46 \text{ bars} \\ \text{angle de frottement : } \varphi = 15^\circ \end{array} \right.$$

RMQ : Pour le cas le plus défavorable on prend $C=0$

❖ Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

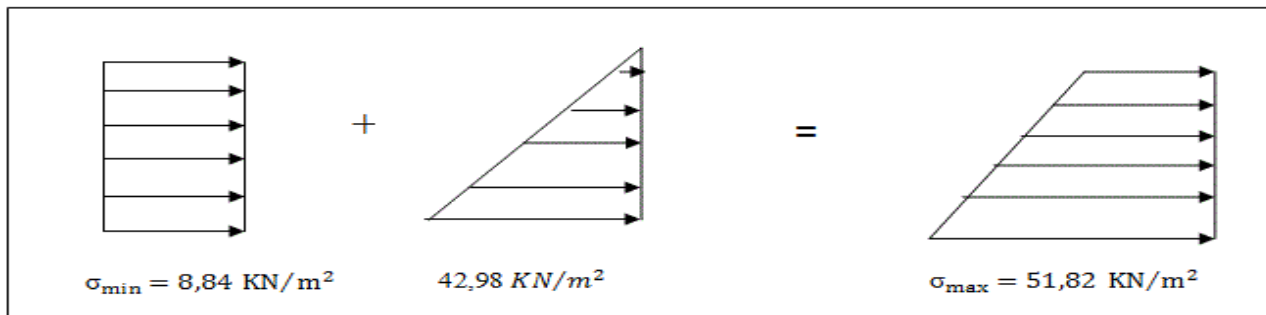
- **La poussée des terres :** $G = h \times \gamma \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

$$G = 3,4 \times 15,9 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{15}{2} \right) = 31,84 \text{ KN/m}^2$$

- **Surcharge accidentelle :** $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2 \times c}{\gamma \times h} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow Q = 5,89 \text{ KN/m}^2$$

6.2.2. Ferrailage du voile



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

- **AP'ELU :** $\sigma_{\max} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 31,84 + 1,5 \times 5,89 = 51,82 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_{\min} = 1,5 \times Q = 1,5 \times 5,89 = 8,84 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 51,82 + 8,84}{4} = 41,074 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 41,074 \text{ KN/ml}$$

- **AP'ELS :** $\sigma_{\max} =$ **Figure 6.6. Diagramme des contraintes**

$$\sigma_{\min} = Q = 5,89 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 37,73 + 5,89}{4} = 29,77 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 29,77 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3,4 \text{ m} ; b = 1 \text{ ml} ; L_y = 5,2 \text{ m} ; e = 0,20 \text{ m}$$

$\rho = 3,4/5,2 = 0,65 > 0,4 \Rightarrow$ Le voile porte dans les deux sens.

$$\rho = 0,65 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0751 \\ \mu_y = 0,3613 \end{cases}$$

$$\rho = 0,65 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0805 \\ \mu_x = 0,5235 \end{cases}$$

Les résultats de calcul des moments son résumés dans le tableau suivant

Tableau 6.10. Calcul des moments

Moments	$M_{ox}(KN/m)$	$M_{oy}(KN/m)$	$M_t^x(KN.m)$	$M_t^y(KN.m)$	$M_{ax}(KN/m)$
ELU	35,66	12,88	30,31	10,95	17,83
ELS	27,7	14,5	23,55	12,33	13,85

La sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec : $A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,1\% \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Tableau 6.11. Ferrailage du voile périphérique

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{adopté}$ (cm^2/ml)
tra vé	X-X	30,31	0,095	0,125	14,25	6,12	2	6HA12=6,79
	Y-Y	10,95	0,034	0,044	14,74	2,14	2	4HA10=3,14
Appui		17,83	0,056	0,072	14,57	3,52	2	4HA12=4,52

6.2.3. Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité

On a: $\begin{cases} \rho = 0,65 > 0,4 \\ e = 20 > 12\text{cm} \end{cases} \begin{cases} A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e = 1,88 \text{ cm}^2 \\ \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$

Espacements : Sens x-x : $S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

Sens y-y : $S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{41,074 \times 3,4}{2} \times \frac{5,2^4}{3,4^4 + 5,2^4} = 59,03 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{41,074 \times 5,2}{2} \times \frac{3,4^4}{3,4^4 + 5,2^4} = 16,5 \text{ KN}$$

Vérification de l'effort tranchant : On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$\tau_u = 0,393 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{verifier}$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}})$$

Tableau 6.12. Vérification des contraintes à l'ELS

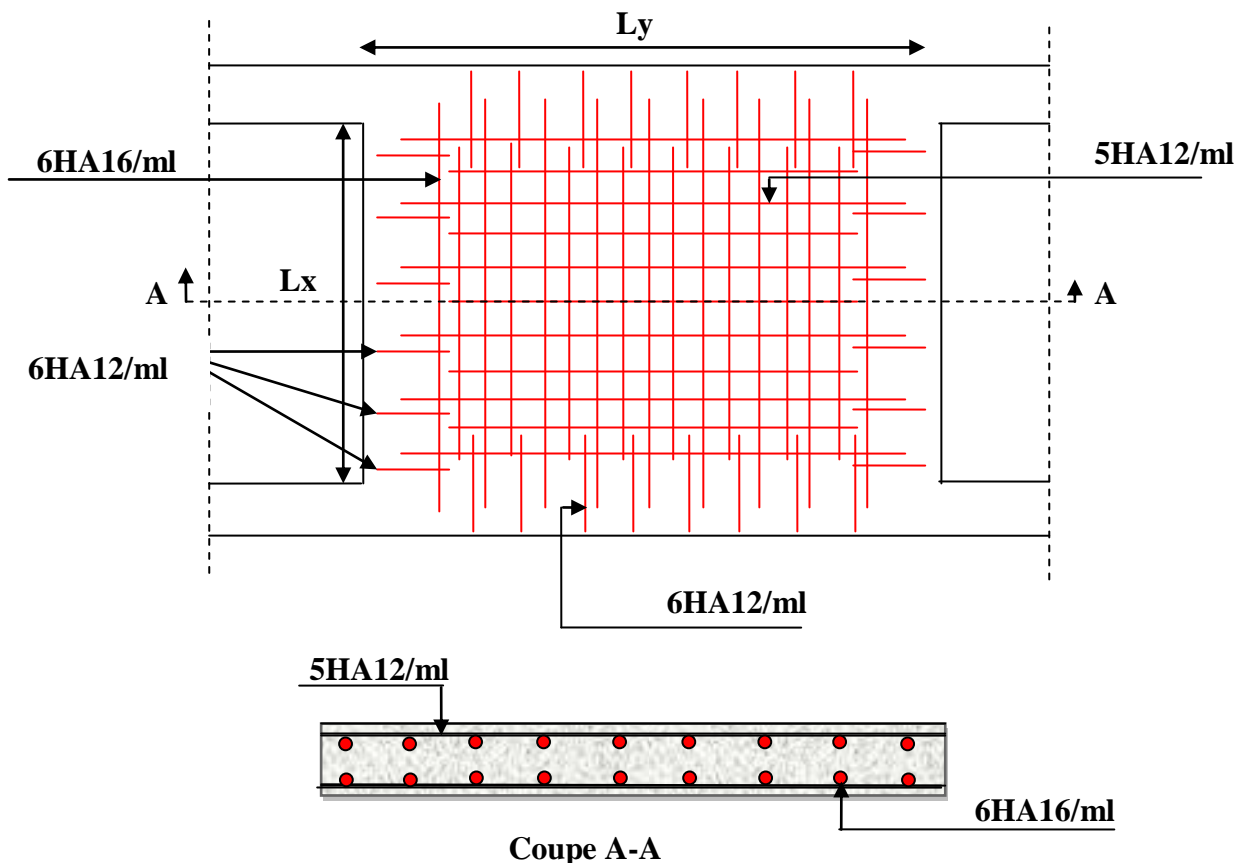
Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	Obs
Tra	X-X	23,55	4,6	14261	$7,59 < 15$	V	$257,57 < 164,97$	NV
	Y-Y	12,33	3,32	7645,3	$5,35 < 15$	V	$282,56 < 164,97$	NV
Appui		13,85	3,88	10331	$5,21 < 15$	V	$223,59 < 164,97$	NV

On remarque que les contraintes d'acier ne sont pas vérifiées donc on recalcule la section d'acier a l'ELS :

Tableau 6.13. Section d'armateur du voile périphérique l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	A(cm^2)	A_{adopt} (cm^2)	St(cm)
Tra	X-X	23,55	10,59	6HA16=12,06	15
	Y-Y	12,33	5,38	5HA12=5,65	20
Appui		13,85	6,13	6HA12=6,79	15

schéma de ferrailage du voile

**Figure 6.7.** Ferrailage du voile périphérique

Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été

écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. Les mêmes raisons ont fait écarter la solution de la semelle filante. Nous avons donc opté pour des fondations sur radier général ayant les dimensions suivantes : Epaisseur du radier : 65cm ; Sections des nervures : $(b \cdot h) = (161 \cdot 80) \text{ cm}^2$

Conclusion générale

Conclusion générale

Pour l'étude d'une structure en génie civil en générale, et du bâtiment en particulier, l'ingénieur doit définir à l'avance une stratégie d'étude en définissant les différentes étapes de l'étude. Ces étapes qui vont conduire à un résultat final, qui est la définition des différentes sollicitations, qui seront utilisées à leur tour pour le dimensionnement des différents éléments de la structure. Une étude génie civil a pour objectif de dimensionner la structure à fin d'avoir un meilleur comportement en faisant travailler les matériaux au maximum.

Le dimensionnement de la structure repose sur plusieurs paramètres, à savoir, sa conception architecturale, la nature du site d'implantation, la maîtrise des codes de calculs et des règlements en vigueur. Les soucis de l'ingénieur génie civil c'est de concevoir une structure qui répond aux différentes exigences de comportement et de résistance. Le comportement vis à vis des charges sismiques dans notre cas est un souci majeur du fait que la structure étudiée sera implantée à Bejaia qui est une zone sismique.

Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

Après l'analyse des plans architecturaux on a constaté que la structure est plus au moins régulière en plans et en élévation. L'analyse géotechnique donnée du site nous donne que le sol d'assise a une capacité portante faible vue l'importance de l'ouvrage. Le pré-dimensionnement des éléments a permis de donner une idée générale sur les dimensions des différents éléments à savoir : plancher, poutres, poutrelles, escalier, acrotère, poteaux. Les dimensions seront utilisées pour la détermination des charges statiques de la structure. Ces dimensions sont utilisées dans le modèle numérique en 3D réalisé à l'aide du logiciel ETABS.

On a constaté que le critère le plus dominant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère du coup- feu. Et le poteau le plus sollicité n'est pas toujours le poteau à côté de la cage d'escalier. En effet, pour notre cas, c'est le poteau qui a une grande surface afférente.

La modélisation de la structure, en utilisant le logiciel ETABS 2016, nous a permis de prédire le comportement de la structure sous chargement sismique. On a effectué un calcul tridimensionnel dynamique dans le but de déterminer les différentes sollicitations sous différentes combinaisons d'actions. Cela est effectué afin de dimensionner de manière correcte les différents éléments vis-à-vis des sollicitations dynamiques et d'avoir un meilleur comportement de la structure et de satisfaire toutes les conditions de RPA99/2003.

La modélisation et l'étude dynamique de la structure nous a conduit à opter pour un système de contreventement mixte voile-portique avec interaction et cela est due à la hauteur importante de l'ouvrage étudié. Pour avoir un comportement acceptable de la structure en question et pour vérifier l'interaction portique-voile (horizontale et vertical), on a opté pour des voiles d'épaisseur $e = 15\text{cm}$ pour le RDC et les étages courants. Le nombre total des voiles prévus est de 9, disposés selon le sens xx 04 voiles et 05 selon le sens yy. Ces voiles vont supporter au moins de 25% de l'efforts horizontal et au plus de 20% d'efforts vertical.

Et des portiques poteaux- poutres. La modélisation qui a été faite avec le logiciel ETABS, nous a donnée des résultats satisfaisant vis-à-vis des exigences des règles en vigueur.

Les résultats obtenus ont montré que les deux premiers modes sont des modes de translation, le 1^{er} selon yy et le 2^{eme} selon xx, et le 3^{eme} est une rotation. Le taux de participation massique atteint plus de 90% dans le mode 08 selon xx et dans le mode 07 selon yy.

Les périodes numériques obtenues par le logiciel ETABS dans les deux premiers modes sont inférieures à celles calculées après majoration de 30% (RPA99/2003 Art 4.2.4), donc la condition des RPA99/2003 est vérifiée.

L'effort tranchant à la base du bâtiment dans le sens x-x est vérifié. Cependant, la condition n'est pas vérifiée dans le sens y-y, en effet, d'après l'article 4.3.6, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale doivent être majorées par un facteur de $(0.8 \times V_{st}) / V_{dyn} = 1,345$.

- Les sections des poteaux et poutres choisies au chapitre pré dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-Δ).
- La vérification de l'effort tranchant à la basse du bâtiment dans le sens y-y n'est pas vérifier, donc on doit majorée toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale par un facteur de $(0.8 \times V_{st}) / V_{dyn}$.
- Dans l'étude des éléments porteurs, on déduit que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.
- Le radier nervuré est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Bibliographie

Bibliographie

- **R.P.A 99/ version2003** (Règles Parasismiques Algériennes : DTR BC 2.48, 1999/ver2003)
- **BAEL91 modifié 99**(Béton Armé aux États Limites) et **DTU** associés (deuxième édition 2000).
- **C.B.A93** (Code du béton armé DTR-BC 2.41, 1993).
- **DTR B.C.2.2** (Charges permanentes et surcharges d'exploitation. Edition 1989).
- **DTR B.C.2.33.1** (Règle de calcul des fondations superficielles. édition 1992).
- **Calcul des ouvrages en béton armé**, (M. Belazougui 4^{eme} édition OPU, 2007).

Annexes

Annexe 01

Schémas de ferrailage des poutres

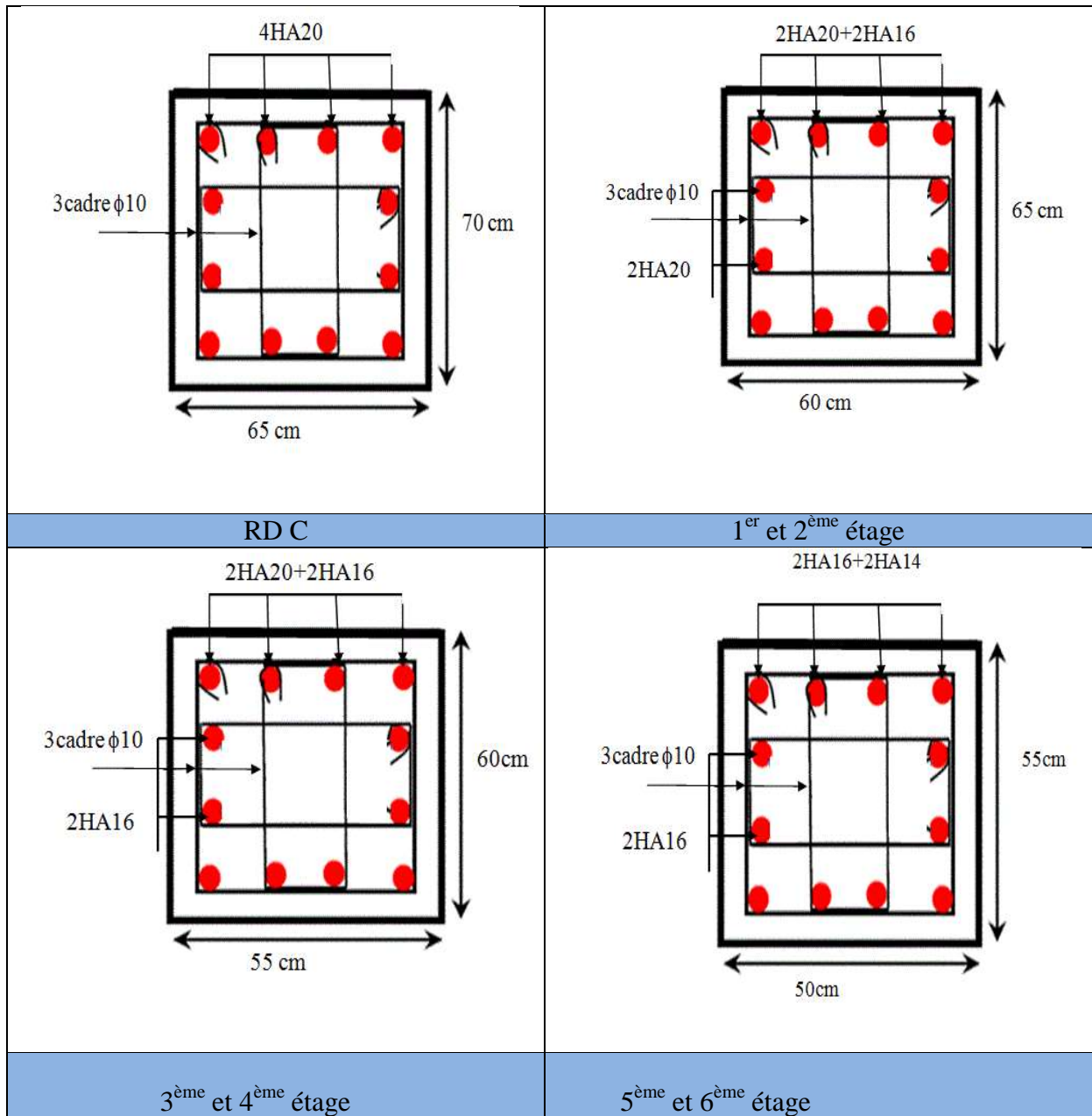
Etage courant			
	Travée	Appuis	
PP	<p>40 cm</p> <p>30 cm</p> <p>3HA16</p> <p>1 cadre + 1 etrier $\phi 8$</p> <p>3HA14</p> <p>3HA16</p>	<p>40 cm</p> <p>30 cm</p> <p>3HA16</p> <p>3HA14</p> <p>1 cadre + 1 etrier $\phi 8$</p> <p>3HA16</p>	
	<p>35 cm</p> <p>30 cm</p> <p>3HA16</p> <p>3HA14</p> <p>1 cadre + 1 etrier $\phi 8$</p> <p>3HA14</p> <p>3HA16</p>	<p>35 cm</p> <p>30 cm</p> <p>3HA16</p> <p>3HA14</p> <p>1 cadre + 1 etrier $\phi 8$</p> <p>3HA14</p> <p>3HA16</p>	

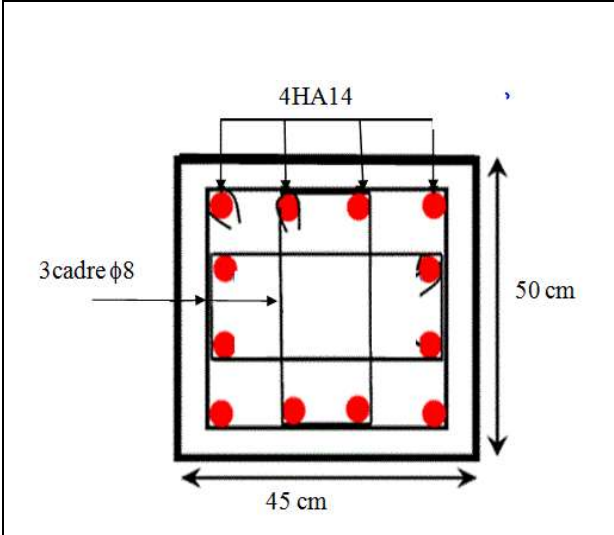
Terrasse accessible

	Travée	Appuis
PP	<p>3HA14 1 cadre + 1 étrier $\phi 8$ 3HA12 3HA12 40cm 30 cm</p>	<p>3HA14 3HA14 1 cadre + 1 étrier $\phi 8$ 3HA12 40cm 30cm</p>
PS	<p>3HA16 1 cadre + 1 étrier $\phi 8$ 3HA16 35cm 30 cm</p>	<p>3HA16 1 cadre + 1 étrier $\phi 8$ 3HA16 35cm 30 cm</p>

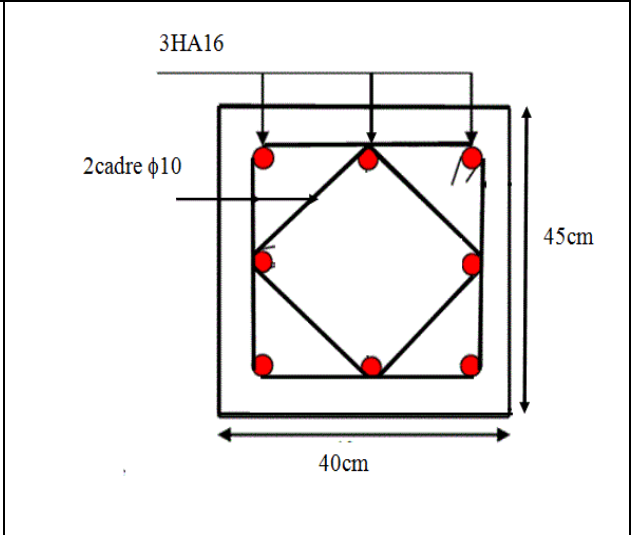
Annexe02

Schémas de ferrailage des poteaux





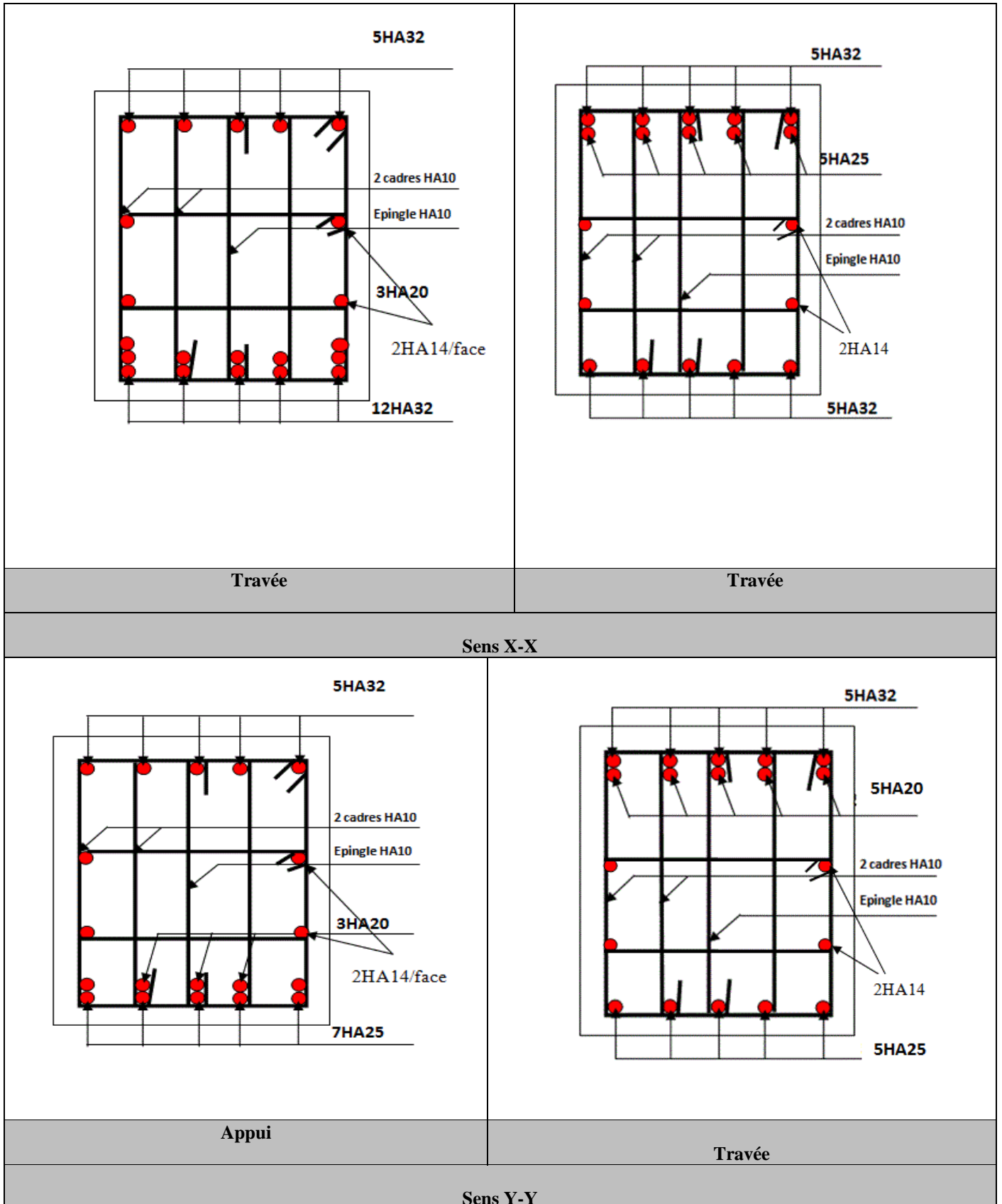
7^{ème} et 8^{ème} étage



Terrasse

Annexe 03

Schémas de ferrailage des nervures



Annexe 05

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉE SUR
LEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

Annexe 06

Valeurs de M1 (M2) pour $\rho = 0.8$

		u/lx	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
		v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M1	0.0	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077	
	0.1	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077	
	0.2	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075	
	0.3	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073	
	0.4	0.203	0.161	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069	
	0.5	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066	
	0.6	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.051	
	0.7	0.150	0.157	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057	
	0.8	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.059	0.053	
	0.9	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049	
	1.0	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045	
Valeur de M2	0.0	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095	
	0.1	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083	
	0.2	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070	
	0.3	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.068	0.082	0.075	0.068	0.061	
	0.4	0.107	0.102	0.077	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.058	0.058	
	0.5	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047	
	0.6	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043	
	0.7	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038	
	0.8	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033	
	0.9	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029	
	1.0	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027	

NOTE : Pour avoir les valeurs de M2 ; il suffit de permuter U et V

VII- CONCLUSION ET SUGGESTIONS

La synthèse des différents essais in-situ et au laboratoire réalisés dans le cadre de la réalisation du projet terrain ALCOST à BEJAIA permet de conclure que le site est caractérisé par :

- ✚ Une lithologie homogène formé essentiellement par une couche d'argile limoneuse graveleuse parfois sableuse grise parfois sableuse étendue entre 3.50 et 12.0m de profondeur. Cette formation repose sur une couche d'argile marneuse grise jusqu'à 15.00m de profondeur.

On signale aussi la présence d'une couche alluvionnaire au droit du sondage SC01 et DC02.

- ✚ Les essais de pénétration dynamique reflètent une faible résistance du sol.
- ✚ Une classification du site de **S4 (sol très meuble)**, obtenue à partir des essais préssiométriques.
- ✚ L'eau a été détectée à partir de 3.50 m de profondeur.

Au vu de ces résultats obtenus et de la nature du sol rencontré, nous vous proposons les solutions suivantes :

- ✚ Des fondations superficielles, selon la conception du BET.
- ✚ la contrainte admissible du sol est égale à **0.90 bar**.
- ✚ L'ancrage des fondations sera à partir de 4.00m (1.00m sous les remblais de 3.00m d'épaisseur.
- ✚ Prévoir un drainage périphérique aux droits des bâtiments ainsi qu'aux niveaux des fondations afin d'éviter le contact avec l'eau souterraine ou d'éventuelles remontés de la nappe surtout dans la période des pluies.
- ✚ Eviter les travaux anarchiques des terrassements surtout en période de pluie.
- ✚ Prévoir un drainage superficiel pour toutes les eaux de ruissellement pour tout le site.

BEJAIA est située dans la **zone II.a** de moyenne activité sismique
selon la classification du RPA 99 version 2003.

**L'INGENIEUR CHARGE
D'ETUDE**

SAADIA BOUBA
Ingénieur Chargé d'Etudes

**LE CHEF DEPARTEMENT
ETUDES**



**LE DIRECTEUR
D'UNITE**

2) Cas une semelle filante : L/B 5 $q = 1.30$ bar

Sondage N°1 Profondeur : - 4.00 à - 5.00 m

Avec : $q_a = 1.30$ bar

Tableau des résultats.

Tranche N°	Prof Z (m)	ZZ/B	K	qk (bars)	P0 (bars)	PH (bars)	e0	ef	ΔH (cm)
01	0.5	0.5	0.945	1.228	0.103	1.33	0.688	0.657	0.92
02	1.5	1.5	0.679	0.883	0.309	1.192	0.688	0.660	0.83
03	2.5	2.5	0.458	0.595	0.515	1.110	0.689	0.662	0.80
04	3.5	3.5	0.349	0.454	0.721	1.175	0.688	0.660	0.83

$\nabla H = 3.38$ cm

La valeur du tassement total obtenu est inférieure au tassement admissible.

IV. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.

La géologie du terrain est constituée par un sol de formation Quaternaire, composé d'alluvions anciennes (niveau inférieur), présent sous forme d'argile limoneuse à marneuse, plastique.

L'ensemble est couvert par une couche de tout venant compacté (plate forme à l'intérieur de l'usine ALCOST).

Le sol en place présente des résistance assez faible en surface et des résistances bonnes et évolutives avec une bonne compacité en profondeur, à partir de -6.20 mètres.

D'après les résultats de laboratoire et les essais « in situ », la formation géologique du site confirme les données de la carte géologique.

Vu la nature du projet et celle du sol nous suggérons ce qui suit :

- Prévoir des fondations de type superficielles : semelles isolées avec des longrines rigides, des semelles filantes ou un radier. Avec les semelles filantes les tassements seront moins importants.

- Pour un ancrage de fondations de -3.20 mètres par rapport au niveau naturel du sol la contrainte admissible du sol est de 1.30 bar.

Recommandations :

- Prendre en considération la présence d'eau en profondeur (à -1.80 mètre en date de 19/10/2004).
- Dans le cas de la réalisation d'un sous-sol, assurer une étanchéité adéquate à l'intérieur et à l'extérieur des parois en béton armé.
- Les travaux de terrassement et de creusement de fouilles doivent être évités durant les périodes de pluies.
- Prévoir un drainage périphérique des blocs.

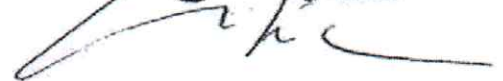


Ingénieur chargé d'étude.

L. HAMAILI.



مدير الوحدة
لعزیزی صالح



Unité : Oued Smar

Structure Labo-Sol

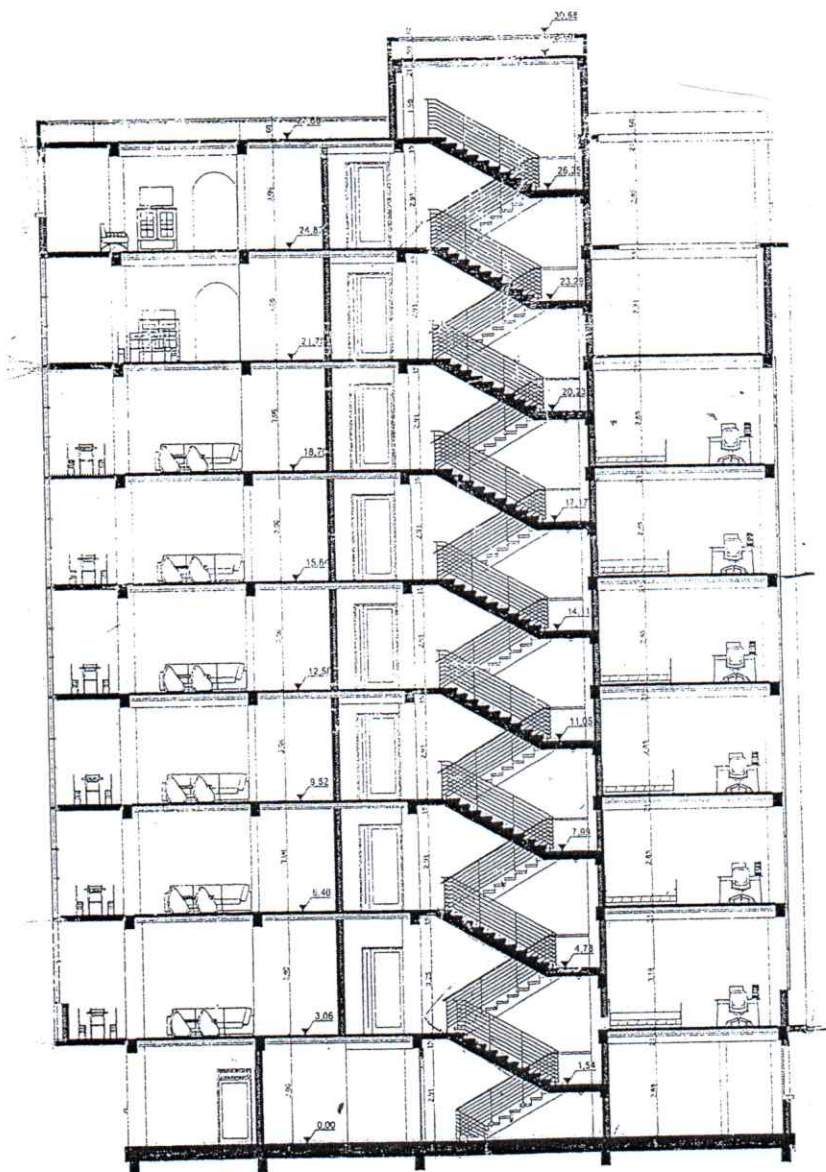
Oued Smar, le 07-04-2015

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS D'ESSAIS DE LABORATOIRE

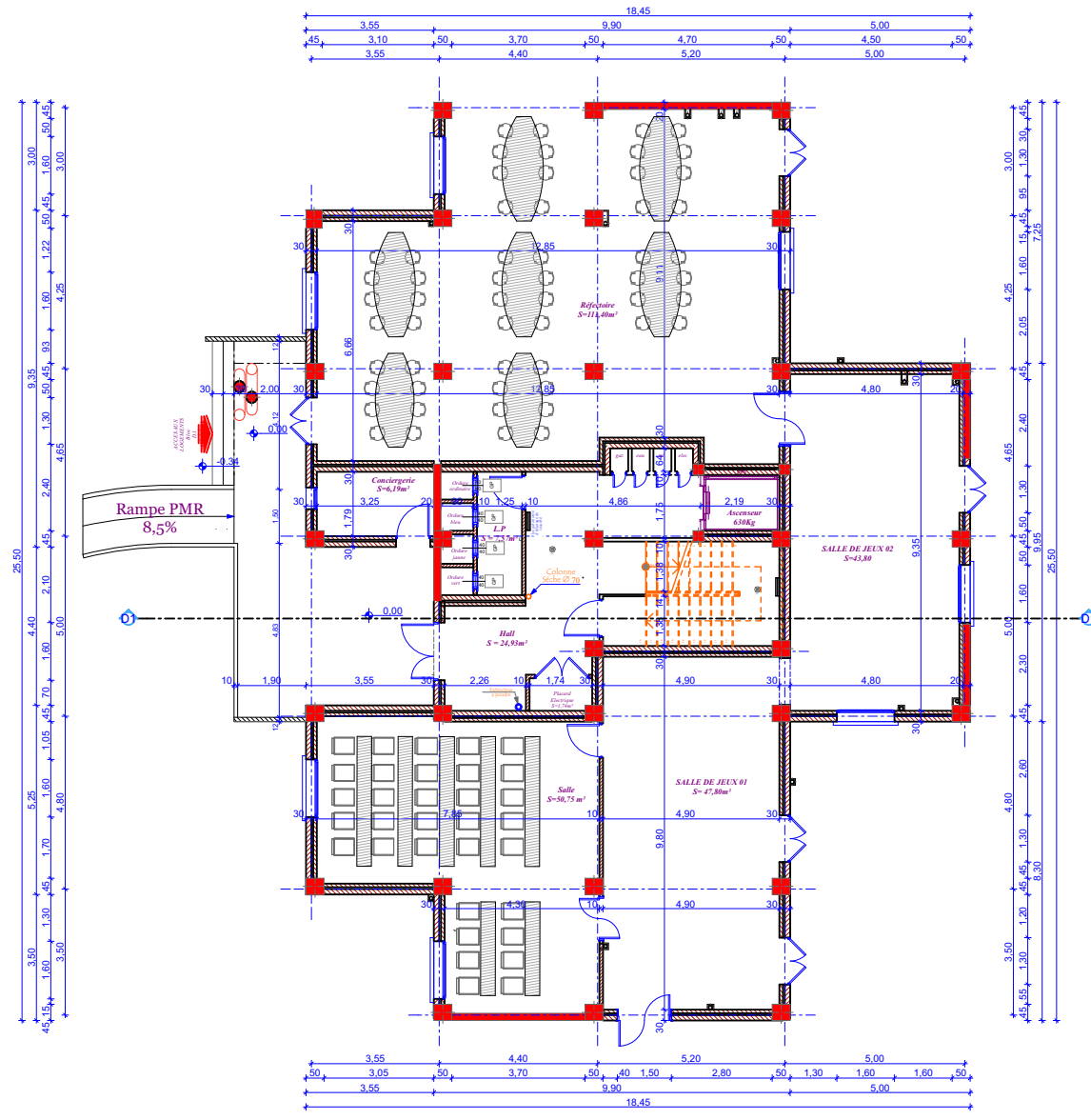
N° Dossier : 19/2014		Intitulé du projet		Terrain ALCOST Bejaia				
Sondage / Puits		Sc-01	Sc-01	Sc-01	Sc-02	Sc-02	Sc-02	
Profondeur (m)		3.4/4.0	5.15/5.5	11.5/12	4.6/5.0	5.15/5.6	14.3/14.6	
Densité sèche	γ_d (t/m ³)	1.59	1.65	1.55	1.68	1.73	1.44	
Teneur en eau pondérale	W (%)	25	26	27	23	18	33	
Degré de saturation	Sr (%)	96	100	99	100	87	100	
Densité humide	γ_h (t/m ³)	1.99	2.08	1.97	2.06	2.04	1.92	
Passants (%)	Granulométrie	5 mm	100	100	100	100	100	
		2 mm	100	100	100	100	100	
		0.08 mm	98	98	99	99	99	99
	Sédimentométrie	20 μ m	80	80	80	84	84	84
		2 μ m	39	36	40	42	45	45
Limites d'Atterberg	W _L (%)	56	54	56	55	57	58	
	I _p	28	27	28	27	28	29	
	LR (%)							
Indice de consistance	IC							
Équivalent de sable	E.S							
Poids spécifique	γ_s (t/m ³)							
Résultats oedométriques	P _c (Bar)		0.72	0.76		0.90	0.93	
	C _t		13.36	14.36		18.37	17.7	
	C _g		3.55	3.77		6.56	2.13	
Perméabilité	K (cm/s)							
Courbe de consolidation	E (bar)							
	C _v (cm ² /s)							
Gonflement Libre	P _g (Bar)							
Références Proctor	$\gamma_{d\max}$ (t/m ³)							
	W _{opt} (%)							
Indice C.B.R à 95 % de l'OPM	I _{CBR} (%)							
Résistance à la compression	R.C.S (Bar)							
Cisaillement rectiligne ou Triaxial	Type d'essai	CD			CD			
	C (bar)	0.46			0.46			
	ϕ (°)	15°			14°			

LE RESPONSABLE DU LABORATOIRE

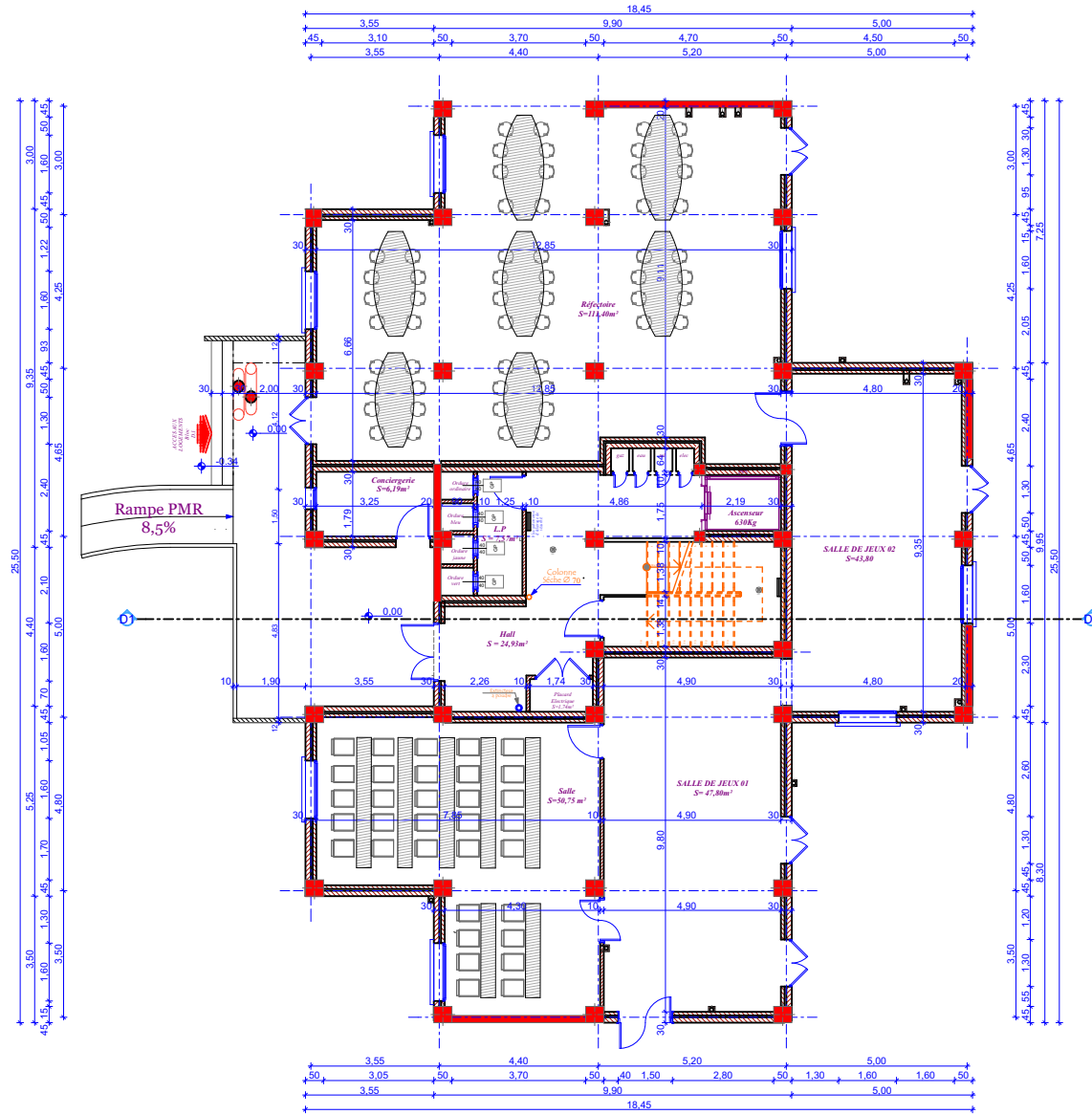
KARTOUT Samir
Chef Département Labo Sol



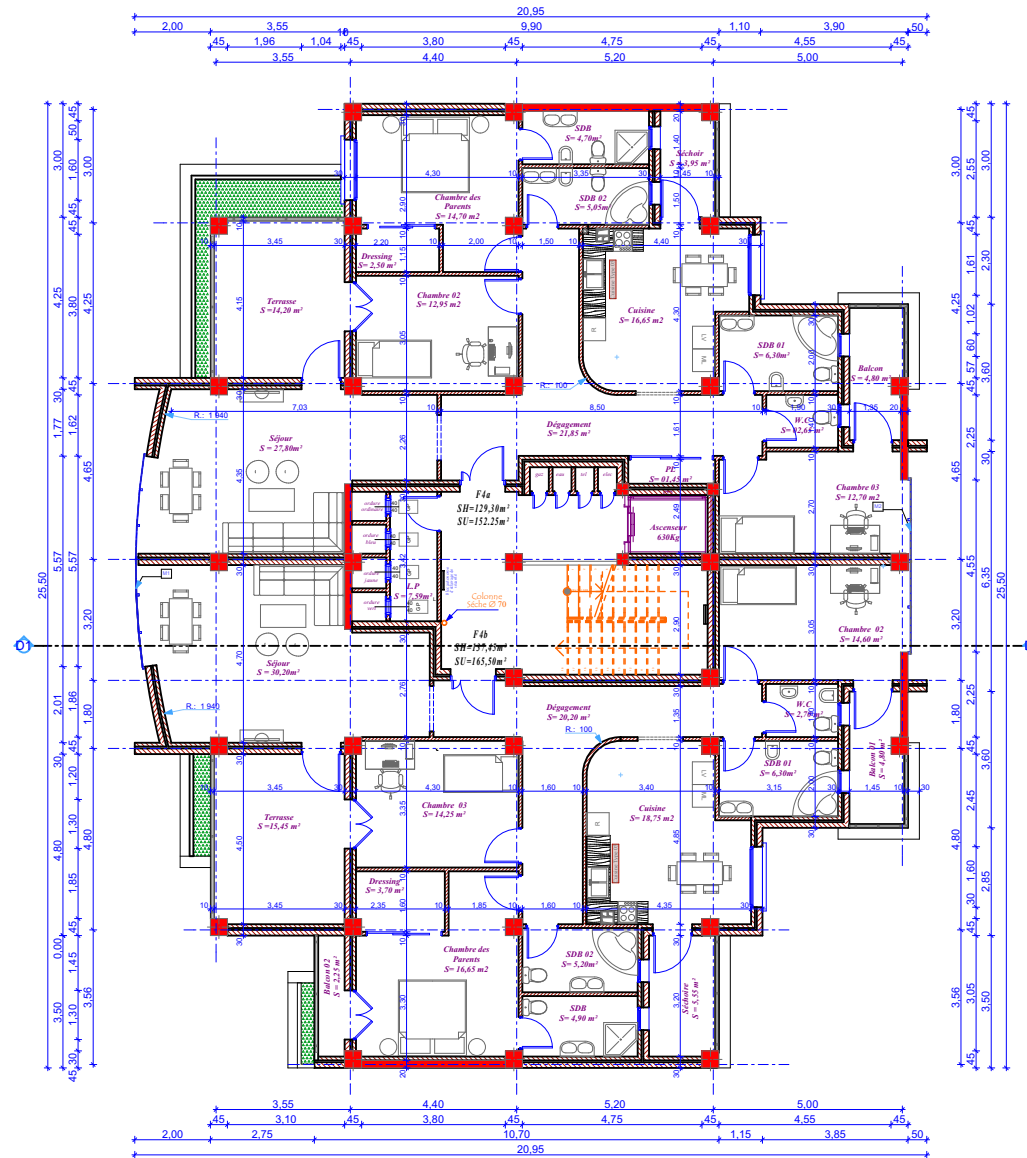
COUPE D2-D2
 ECH:1/200 D2



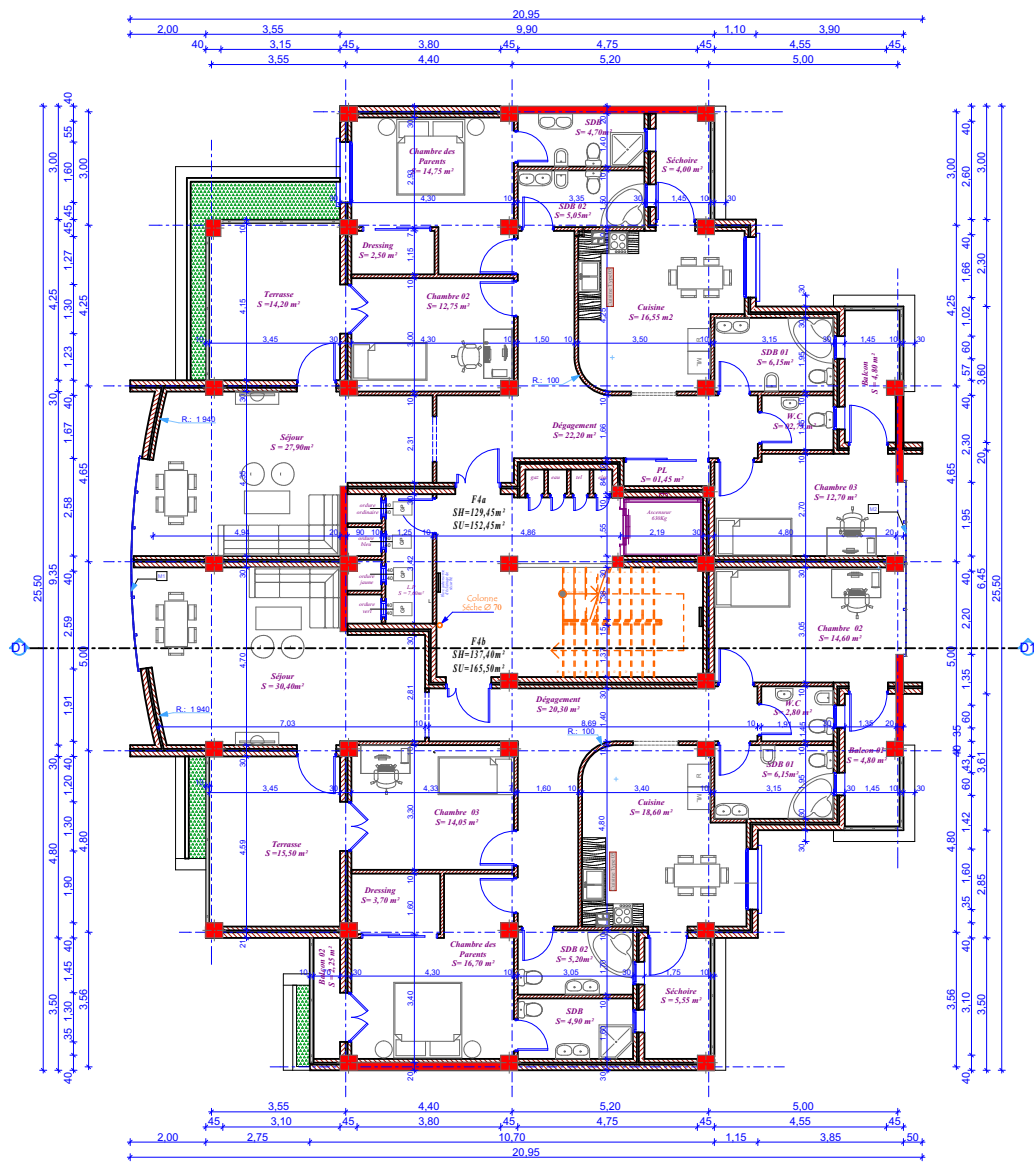
PLAN RDC
ECH:1/200 D1



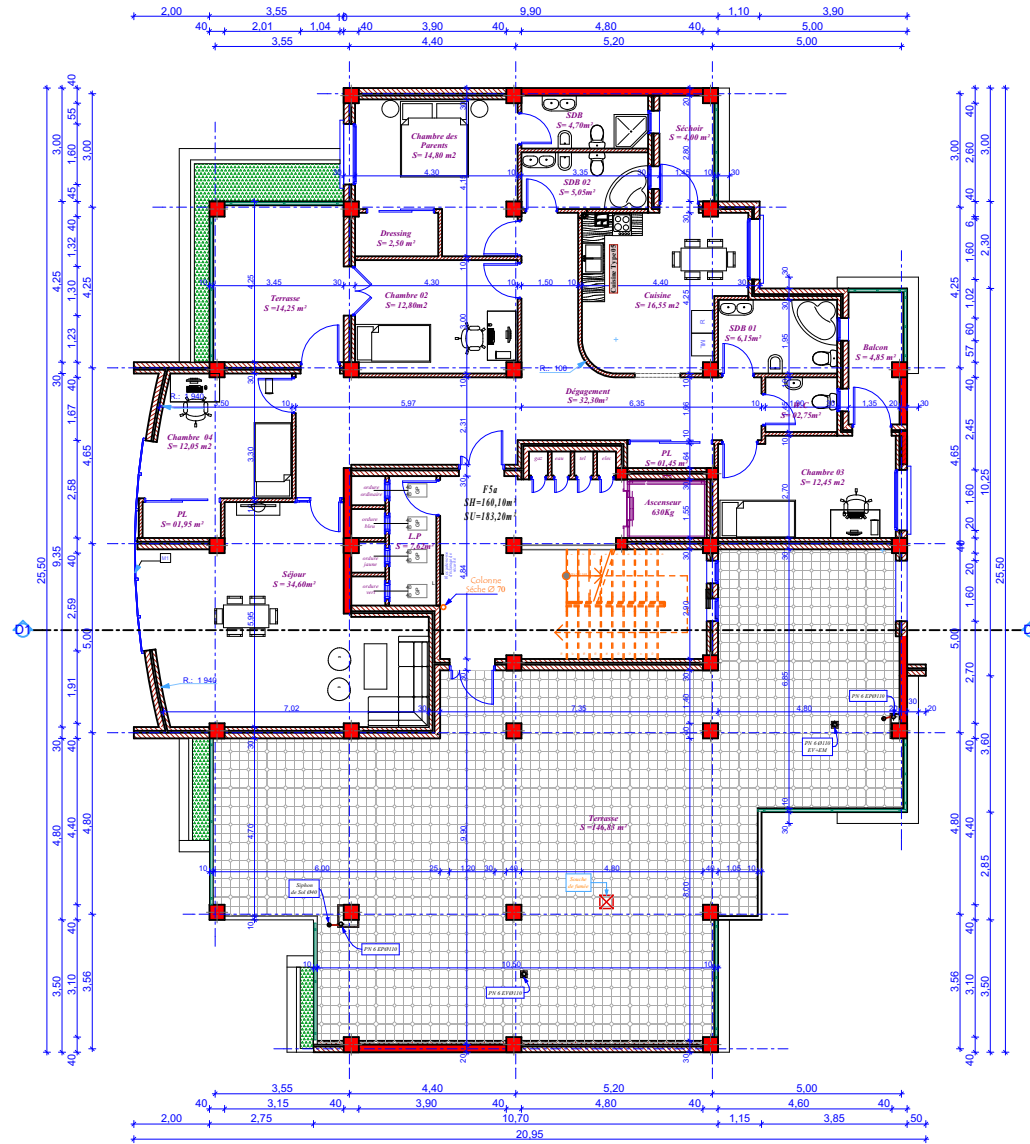
PLAN RDC
ECH:1/200 D1



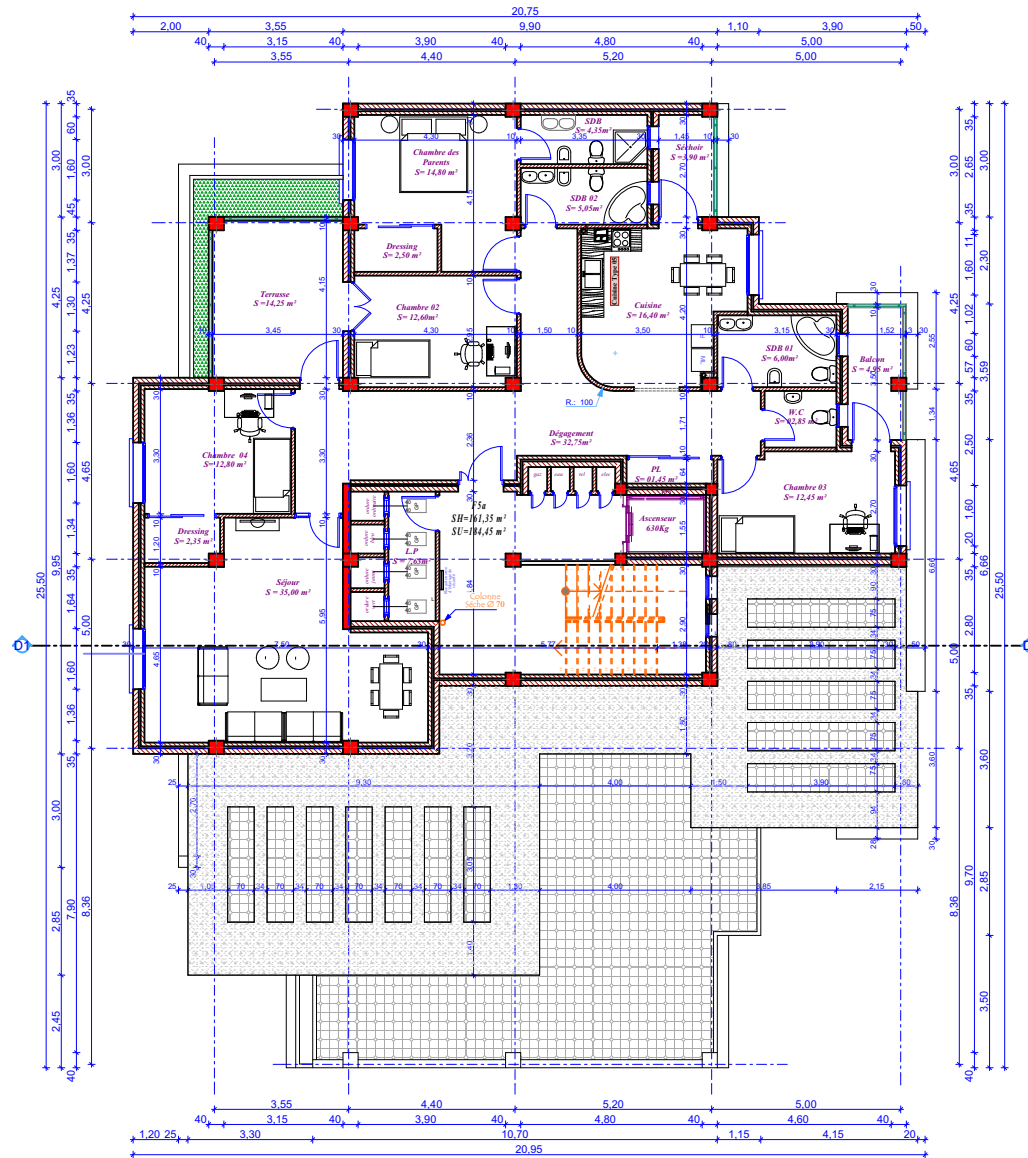
PLAN 2ème & 3ème ETAGE
ECH:1/200 D1



PLAN 4ème & 5ème ETAGE
ECH:1/200 D1



PLAN 7ème ETAGE
ECH:1/200 D1



PLAN 8ème ETAGE
ECH:1/200 D1