

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique



UNIVERSITE DE JIJEL

**FACULTE DES
SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE**



Département De Génie Civil & Hydraulique

**MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLOME MASTER ACADÉMIQUE EN GÉNIE CIVIL
OPTION : STRUCTURES**

Thème :

**Etude d'un Tour R+9 étages contreventé par voile
(Coffrage Tunnel)**

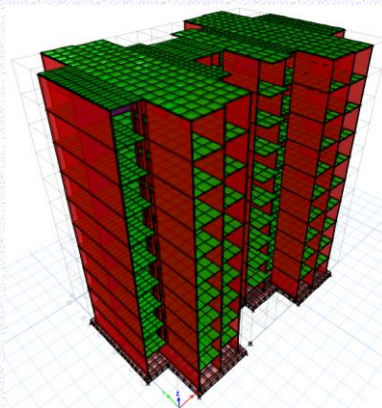
Implantée dans la zone III

Réalisé par :

- ❖ **BOUKEMMOUKH Faris**
- ❖ **BOULDJADJ Fatah**

Encadré par :

Pr : NOUASRA-Dj



Promotion 2020



Remerciement

Tout d'abord nous remercions dieu, le tout-puissant qui nous a donné le courage, la patience et la volonté durant toute cette période d'étude.

*Je tenais à remercier tout particulièrement Monsieur le professeur **Nouasra Djamal** d'avoir accepté mon encadrement.*

Et aussi nos remerciements s'adressent à tous les enseignants de département de génie civil.

Je lui exprimé ma haute gratitude de m'avoir donné des conseils et des directives nécessaires pour l'accomplissement de ce modeste travail.

Je remercié également tous les ami (es) ayant participé de prés ou de loin à la réalisation de ce travail.

Faris et Fatah





Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail :

À Ma mère, sans elle, je n'aurais pas abouti à ce stade d'étude, que Dieu puisse m'aider à la honorer, la servir et la combler

À mon chère père qui ma guidé durant les moments les plus pénibles et qui a sacrifié

À mes sœurs, NADJET et SOUMIA, IBTISSEM, ET tout la famille « BOULDJADJ »

À Tout mon collègue de master 2 structure .Et tout les étudiants du Master 2 génie civil (STRUCTURE, VOA, GEO).

BOULDJADJ FATAH





Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail :

À Ma mère, sans elle, je n'aurais pas abouti à ce stade d'étude, que Dieu puisse m'aider à la honorer, la servir et la combler

À mon chère père qui ma guidé durant les moments les plus pénibles et qui a sacrifié

À mes frères, houssin et chaaban, abd elnaser, bachir, houssem ET tout la famille « boukemmoukh »

À Tout mon collège de master 2 structure .Et tout les étudiants du Master 2 génie civil (STRUCTURE, VOA, GEO).

Boukemmoukh faris





Sommaire



SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
-----------------------------	---

CHAPITRE I : Présentation générale du projet

I.1. Introduction :	3
I.2. Caractéristique de l'ouvrage :	3
I.2.1. Géométrie :	3
I.2.2. La régularité en plan et en élévation :	3
I.2.3. Données géotechniques :	4
I.3. Les règlements de calcul :	4
I.4. Caractéristiques des Matériaux	4
I.4.1. Introduction :	4
I.4.2. Composants du béton :	5
I.4.3. Caractéristiques mécaniques du béton :	5
I.4.3.1. Résistance à la compression :	5
I.4.3.2. Résistance à la traction :	5
I.4.3.3. Modules de déformation longitudinale :	6
I.4.3.4. Coefficient de poisson :	6
I.4.3.5. Contrainte limite de compression :	7
I.4.4. L'acier	9
I.4.4.1. Caractéristiques mécaniques de l'acier :	9
I.4.5. Actions et sollicitations :	11

CHAPITRE II : pré dimension des éléments structuraux

II.1. Introduction :	12
II.2. Pré dimensionnement du plancher :	12
II.3. Pré dimensionnement des voiles :	14

II.4. Pré dimensionnement d'escaliers :	15
II.5. Evaluation des charges et surcharges :	17

CHAPITRE III : calculs les éléments secondaires

III.1. Introduction :	21
III.2. Acrotère :	21
III.2.1. Dimensions et modélisation de l'acrotère :	21
III.2.2. Evaluation des charges :	22
III.2.3. Calcul des sollicitations :	22
III.2.4. Sollicitation majorée de :	23
III.2.5. Ferrailage :	24
III.2.5.1. Calcul à L'ELU :	24
III.2.5.2. Calcul à L'ELS :	25
III.2.5.3. Ferrailage minimal :	26
III.2.5.4. Vérification des contraintes :	26
III.2.5.5. Vérification au cisaillement :	27
III.2.5.6. Calcul des armatures de répartition :	27
III.3. Etude de l'escalier :	29
III.3.1. Introduction :	29
III.3.2. Composition d'un escalier :	29
III.3.3. Etude de la poutre noyée :	36
III.4. palier :	40
III.4.1. Evaluation des charges	40
III.4.2. Sollicitations	40
III.4.3. Calcule de ferrailage	41
III.5. Plancher à dalle plein :	45
III.5.1. Panneau da dalle N001 :	45

III.5.1.1. Plancher terrasse :	45
III.5.1.1.1. Evaluation des charges :.....	46
III.5.1.1.2. Sollicitations :	46
III.5.1.1.3. Calcul de ferrailage :.....	47
III.5.1.2. Plancher étage courant :	52
III.5.1.2.1. Evaluation des charges :.....	52
III.5.1.2.2. Sollicitations :	53
III.5.1.2.3. Calcul de ferrailage :.....	54
III.5.2. Panneau da dalle N02 :	58
III.5.2.1. Plancher terrasse :	58
III.5.2.1.1. Evaluation des charges:.....	58
III.5.2.1.2. Sollicitations :	59
III.5.2.1.3. Calcul des armatures :.....	60
III.5.2.2. Plancher étage courant :	64
III.5.2.2.1. Evaluation des charges :.....	64
III.5.2.2.2. Sollicitations :	64
III.5.2.2.3. Calcul des armatures :.....	66
III.5.2.3. Plancher dalle de niveau +0,00 et RDC	70
III.5.2.3.1. Evaluation des charges :.....	70
III.5.2.3.2. Sollicitations :	70
III.5.2.3.3. Calcul des armatures :.....	72

CHAPITRE IV : Etude de vent

IV.1. Introduction	80
IV.2.Application de RNV99	80
IV.2.1. Détermination de coefficient dynamique Cd :.....	81
IV.2.2. Détermination de la pression dynamique de vent qdyn.....	81

IV.2.3. Détermination de coefficient d'exposition C_e :.....	82
IV.2.4. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :.....	83
IV.2.4.1. Parois verticales	83
IV.2.4.2. Toitures plates :.....	85
IV.2.5. Détermination du coefficient de pression nette C_p :	87
IV.2.6. Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :.....	87
IV.2.7. Calcul de la pression due au vent :	89
IV.2.8. Calcul des forces de frottement f_{fr} :	91
IV.2.9. Détermination de la force résultante	91
IV.3. Conclusion.....	92

Chapitre V : Etude Sismique

V.1. Introduction :.....	93
V.2. Objectifs de l'étude dynamique :	93
V.3. Choix de la méthode de calcul :	93
V.3.1. Méthode statique équivalente :	94
V.3.1.1. Principe de la méthode :.....	94
V.3.1.2. Modélisation :	94
V.3.1.3. Domaine d'application :.....	94
V.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :.....	94
V.3.2.1. Principe de la méthode :.....	94
V.3.2.2. Modélisation :	94
V.3.2.3. Domaine d'application :.....	95
V.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélélogramme :.....	95
V.4. Classification de l'ouvrage selon le RPA 99 version 2003 :.....	96
V.4.1. Classification des zones sismiques :	96
V.4.2. Classification de l'ouvrage :	96

V.5. La modélisation de la structure :	100
V.5.1. Présentation du logiciel ETABS 9.7.0 :	100
V.5.2. Pourquoi l'ETABS ?	100
V.5.3. Démarches de modélisation de notre structure :	100
V.5.4. Modélisation des éléments structuraux :	101
V.5.5. Modélisation de la masse :	101
V.5.6. Nombre de mode à considérer :	101
V.6. L'analyse dynamique de la structure par ETABS :	101
V.6.1. Spectre de réponse de calcule :	101
V.6.2. Disposition des voiles :	102
V.6.3. Résultat de calcul modal :	103
V.6.4. Caractéristiques de la structure :	105
V.6.5. Vérifications réglementaires :	108
V.7. Modélisation par brochette :	109

Chapitre VI : Ferrailage des éléments de contreventement

VI.1. Introduction.....	117
VI.2. Exemple de calcul (Voile V1,V20.....	121
VI.2.1. Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles	129
VI.2.2. Calcul de ferrailage horizontal	130
VI.3. Ferrailage des linteaux	142
VI.3.1. Calcule le ferrailage des linteaux	145

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction :	147
VII.2. Choix du type des fondations :	147
VII.3. Pré dimensionnement du radier :	149
VII.3.1. L'épaisseur du radier :	150
VII.3.2. Nervure :	150
VII.3.3. Vérification du poinçonnement :	152
VII.4. Caractéristiques géométriques du radier :	152
VII.4.1. Vérification de la stabilité du radier :	153
VII.4.1.1. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales	153
VII.4.1.2. Vérification de la Stabilité du radier vis-à-vis du soulèvement : sous $(0,8G\pm E)$	153
VII.4.1.3. Vérification de la Stabilité du radier vis-à-vis le renversement : sous $(G+Q+E)$:	154
VII.5. Ferrailage du radier :	155
VII.5.1. Etude de débord du radier :	158
VII.6. Calcule des éléments de soutènement :	163
VII.6.1. Introduction :	163
VII.6.2. Dimensionnement du voile :	163
VII.6.3. Calcul du la poussée de terre :	163
VII.6.4. Calcul de la poussée due aux surcharges :	164
Conclusion Générale	170



Listes Des Figures



LISTE DES FIGURES

CHAPITRE 1

Fig.I.1. Diagramme Parabole-rectangle.	7
Fig.I.2. Diagramme linéaire de contrainte-déformation.....	8
Fig. I.3. Diagramme : Déformation – Contrainte de l’acier.....	10

CHAPITRE II

Fig.II.1. Dimension d’un panneau de dalle.	12
Fig.II.2. Charge de la dalle.....	13
Fig.II.3. Coupe de voile en élévation.	15
Fig.II.4. Dimensions d’un escalier.	15

CHAPITRE III

Fig.III.1. Acrotère.....	21
Fig.III.2. Coupes transversales de l’acrotère.....	24
Fig.III.3. Ferrailage de l’acrotère.	28
Fig. III.4. Schéma statique de l'escalier.....	29
Fig.III.5. La charge équivalente.	29
Fig. III.6. Ferrailage des escaliers	39
Fig.III.7. Schéma du ferrailage de la poutre noyée	39
Fig.III.8. Dimensions du plancher.....	40
Fig.III.9.Schema du Ferrailage du palier	44
Fig.III.10. Schéma du Ferrailage coupe A A.	44
Fig.III.11. Dimensions du plancher.....	45
Fig.III.12. Ferrailage de plancher terrasse.	52
Fig.III.13. Ferrailage de plancher étage courant.	57
Fig.III.14. Dimensions du plancher.....	58

Fig.III.15. Ferrailage de plancher terrasse.	63
Fig.III.16. Dimensions du plancher.....	64
Fig.III.17. Ferrailage de plancher étage courant.	69
Fig.III.18. Dimensions du plancher.....	70
Fig.III.19. Ferrailage de plancher N+0 .00 RDC.	74
Fig.III.20. Ferrailage de plancher terrasse.	76
Fig.III.21. Ferrailage de plancher étage courant.	78
Fig.III.22. Ferrailage de plancher N+0 .00 RDC.	79

CHAPITRE IV

Fig.IV.1. Action de vent	80
Fig.IV.2. Répartition de la pression dynamique.....	81
Fig.IV.3. Légende pour les parois verticales	83
Fig.IV.4. La répartition du vent sur les parois verticales dans le sens (x-x	84
Fig.IV.5. La répartition du vent sur les parois verticales dans le sens (y-y	85
Fig.IV.6. Les toitures plates	85
Fig.IV.7. La distribution de C_{pe} sur la toiture sens xx	86
Fig.IV.8. La distribution de C_{pe} sur la toiture sens yy	87
Fig.IV.9. Force résultante R	91

Chapitre V

Fig.V.1. limites des décrochements en plans.	97
Fig.V.2. Vue en 3D de la structure.....	99
Fig.V.3. Le spectre de réponse.....	102
Fig.V.4. La disposition du voile proposé.	102
Fig.V.5. Mode 1 translation selon X.	103
Fig.V.6. Mode 2: translation selon Y..	104
Fig.V.7. Mode 3 : rotation selon Z.....	104

Fig.V.8. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.	111
Fig.V.9. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur.....	112
Fig .V.10. Déplacement horizontal dans les deux sens.	116

Chapitre VI :

Fig.VI.1. Voile soumis à la flexion composée.	117
Fig.VI.2. Section partiellement comprimée.	120
Fig.VI.3. Vue en plan des voiles existants.	120
Fig.VI.4. Disposition des armatures.....	142
Fig.VI.5. sollicitation dans les linteaux.....	143
Fig.VI.6. Moment fléchissant et Effort tranchant.	144
Fig.VI.7. Ferrailage du linteau (L2, L4.L6.L8).....	145

Chapitre VII:

Figure VII.1. Semelle filante.....	147
Fig.VII.2. Schéma Statique du radier.	149
Fig.VII.3. Schéma du débord.	158
Fig.VII.4. Ferrailage du radier général.....	161
Fig.VII.5. Coupe -AA-	162
Fig.VII.6. Schéma de ferrailage débordement	162
Fig.VII.7. Position des voiles périphérique.....	163
Fig.VII.8. Poussée de terre	163
Fig.VII.9. Ferrailage du voile périphérique deux nappes inf+sup.	168
Fig.VII.10. Ferrailage de voile périphérique coupe verticale	169



Listes Des Tableaux



LISTES DES TABLEAUX

CHAPITRE 1

Tab.I.1. La limite d'élasticité de l'acier.	9
--	---

CHAPITRE II

Tab.II.1. Charge permanente du plancher terrasse (dalles pleines).....	17
Tab.II.2. Charge permanente du plancher étage (dalles pleines).	17
Tab.II.3. Charge permanente du balcon terrasse.	18
Tab.II.4. Charge permanente due aux Balcon étage.....	18
Tab.II.5. Charge permanente due aux murs extérieurs.	18
Tab.II.6. Charge permanente due aux cloisons.	19
Tab.II.7. Charge permanente due aux cloisons intérieures à doubles parois.	19
Tab.II.8. Charge permanente des paliers.....	19
Tab.II.9. Charge permanente de la paillasse.	20

CHAPITRE III

Tab. III.1. Différents coefficients pour le calcul de ferrailage.....	29
Tab.III.2. Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier.....	31
Tab. III.3. Différents coefficients pour le calcul de la flèche.....	34
Tab. III.4. Différents coefficients pour le calcul de ferrailage.....	37
Tab. III.4. Résultats du calcul du ferrailage escalier	37
Tab. III.5. Ferrailage de panneau à l'ELU	42
Tab.III.6. . Vérification des contraintes à l'ELS	43
Tab.III.7. Type des charges à L'ELU.	46
Tab.III.8. Les résultats des efforts à l'ELU.....	46
Tab.III.9. Type des charges à L'ELS.	47
Tab.III.10. Les résultats des efforts à l'ELS.	47
Tab.III.11. Ferrailage de panneau à l'ELU.	48

Tab.III.12. Vérification des contraintes à l'ELS.	50
Tab.III.13. Ferrailage à l'ELS.	51
Tab.III.14. Type des charges à L'ELU.	53
Tab.III.15. Les résultats des efforts à l'ELU.	53
Tab.III.16. Type des charges à L'ELS.	53
Tab.III.17. Les résultats des efforts à l'ELS.	54
Tab.II.18. Ferrailage de panneau à l'ELU.	54
Tab.III.19. Vérification des contraintes à l'ELS.	55
Tab.III.20. Ferrailage à l'ELS.	56
Tab.III.21. Type des charges à L'ELU.	59
Tab.III.22. les résultats des efforts à l'ELU.	59
Tab.III.23. Type des charges à L'ELS.	59
Tab.III.24. Les résultats des efforts à l'ELS.	60
Tab.III.25. Ferrailage de panneau de dalle à l'ELU.	60
Tab.III.26. Vérification des contraintes à l'ELS.	61
Tab.III.27. Ferrailage à l'ELS.	62
Tab.III.28. Type des charges à L'ELU.	64
Tab.III.29. Les résultats des efforts à l'ELU.	65
Tab.III.30. Type des charges à L'ELS.	65
Tab.III.31. Les résultats des efforts à l'ELS.	66
Tab.III.33. Ferrailage de panneau de dalle à l'ELU.	66
Tab.III.35 . Vérification des contraintes à l'ELS.	67
Tab.III.36. Type des charges à L'ELU.	70
Tab.III.37. Les résultats des efforts à l'ELU.	71
Tab.III.38. Type des charges à L'ELS.	71
Tab.III.39. Résultats des efforts à ELU et ELS.	72
Tab.III.40. Ferrailage de panneau de dalle à l'ELU.	72
Tab.III.41. Vérification des contraintes à l'ELS	73
Tab.III.4 2. Ferrailage à l'ELS	74

CHAPITRE IV

Tab.IV.1. Définition des catégories de terrain.....	82
Tab.IV.2. Valeur de C_r et C_e et q_{dyn} selon la hauteur Z	83
Tab.IV.3. Coefficients de pression extérieure des parois verticales(x-x)	84
Tab.IV.4. Coefficients de pression extérieure des parois verticales sens(y-y).....	85
Tab.IV.5. Les coefficients de pression externe de la toiture.....	86
Tab.IV.6. Coefficient de pression de vent pour $C_{pi} = 0,8$	87
Tab.IV.7. Coefficient de pression de vent pour $C_{pi} = -0,5$	88
Tab.IV.8. Coefficient de pression de vent pour $C_{pi} = 0,8$	88
Tab.IV.9. Coefficient de pression de vent pour $C_{pi} = -0,5$	89
Tab.IV.10. Calcul de pression due au vent pour $C_{pi} = 0,8$ suivant sens (x-x).....	89
Tab.IV.11. Calcul de pression due au vent pour $C_{pi} = 0,8$ suivant sens (y-y).....	90
Tab.IV.12. Calcul de pression due au vent pour $C_{pi} = -0,5$ suivant sens (x-x).....	90
Tab.IV.13. Calcul de pression due au vent pour $C_{pi} = -0,5$ suivant sens (y-y).....	90
Tab.IV.14. Force résultante.....	92

Chapitre V

Tab.V.1. Coefficient d'accélération de zone A.	96
Tab.V.2. Classification de la structure selon le système de contreventement.	97
Tab.V.3. Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003.....	98
Tab.V.4. Pénalité P_q en fonction des critères de qualités.	98
Tab.V.5. Périodes et participation massique.	103
Tab.V.6.période fondamentale de la structure.	105
Tab.V.7. Poids de chaque niveau.	106
Tab.V.8. Valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité (théorique+ accidentelle).....	107
Tab.V.9. Valeur de période fondamentale théorique.....	108
Tab.V.10. Valeurs des efforts sismique.....	108
Tab.V.11.Force concentrée au sommet de la structure.....	110

Tab.V.12. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X.....	110
Tab.V.13. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y.....	111
Tab.V.14. La distribution de l'effort tranchant selon la hauteur.....	112
Tab.V.15. La stabilité au renversement.....	113
Tab.V.16. Vérification des déplacements inter- étages sens X-X et Y-Y.....	114
Tab.V.17. Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens X-X.	115
Tab.V.18. Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens Y-Y.	115

Chapitre VI :

Tab.VI.1. Ferrailages verticaux des voiles dans le sens X-X et Y-Y.....	114
Tab.VI.2. Ferrailages verticaux des voiles avec ouverture suivant X-X et Y-Y.....	128
Tab.VI.3. Vérification de la contrainte de cisaillement suivant X-X et Y-Y.....	130
Tab.VI.4. Vérification de la contrainte de cisaillement suivant X-X et Y-Y.....	130
Tab.VI.5. Résultats de ferrailage horizontal suivant X-X et Y-Y.....	132
Tab.VI.6. Résultats de ferrailage horizontal suivant X-X et Y-Y.....	132

Chapitre VII :

Tab.VII.1. Les surfaces des semelles filantes	148
Tab.VII.2. Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison 0,8G \pm E..	153
Tab.VII.3. Calcul des contraintes.....	154
Tab.VII.4. Vérification sous G+Q+E.....	154
Tab.VII.5. Les sollicitations à l'ELU.....	155
Tab.VII.6. Les sollicitations à l'ELS.....	155
Tab.VII.7. Ferrailage à l'ELU.....	156
Tab.VII.8. Vérification des contraintes à l'ELS.....	157
Tab.VII.9. Calcul de ferrailage à l'ELS.....	157
Tab.VII.10. Ferrailage de débord de radier à l'ELU.....	159
Tab.VII.11. Vérification de débord de radier à l'ELS.....	160

Tab.VII.12. Les sollicitations à l'ELU, ELS.....	165
Tab.VII.13. Les sollicitations à l'ELU, ELS.	165
Tab.VII.14. Calcul de ferrailage du voile périphérique à l'ELU.....	166
Tab.VII.16. Vérification des contraintes à l'ELS.....	167



Notation



Notation :

A, A_s : aire d'une section d'acier.

A_t : somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.

B : aire d'une section de béton

D : diamètre, rigidité

E : module d'élasticité longitudinal, séisme.

E_b : module de déformation longitudinal béton.

E_i : module de déformation instantanée

(E_{vj} : pour a l'âge de j jours).

E_s : module d'élasticité de l'acier.

E_v : module de déformation différé E_{vj} : pour chargement applique à l'âge de j jours).

F : force ou action générale.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

I : moment d'inertie.

L : longueur ou portée.

M : moment de flexion le plus souvent.

M_u : moment a l'état limite ultime.

M_{ser} : moment de calcul a l'état limite de service.

N : effort normal.

Q : action ou charge variable.

S : section

T, V : effort tranchant.

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du âgé de j jours

f_{c28} et f_{t28} : grandeurs précédemment calculé à 28 jours.

d : hauteur utile.

h_p : épaisseur du plancher.

h_t : la hauteur des poutrelles.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression

L_x : longueur maximale entre axes

A' : section d'armature comprimées

A : section d'armature tendue

e : excentricité d'une résultante ou d'un effort par rapport au centre de gravité de la section.

S : espacement des armatures en général.

S_t : espacement des armatures transversales.

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

Nomenclatures grecques :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

α : Angle en général, coefficient

ζ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton.

ζ_s : Déformation de l'acier.

η : Coefficient de fissuration relative a une armature.

Θ : Coefficient sans dimension.

λ : Élanement.

μ : Coefficient de frottement.

ν : Coefficient de poisson.

ρ : rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier a l'aire de béton.

σ : Contrainte normale général.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de traction dans l'acier.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible.



Résumé



Résume :

Ce projet consiste principalement à l'étude dynamique d'une structure (RDC+9étages) contreventée par voiles à usage d'habitation.

La structure est implantée à wilaya de ALGER, zone sismicité élevée (zone III), L'étude est conforme aux Règles Parasismiques Algériennes 99 modifiées en 2003.

Le pré dimensionnement et le calcul des éléments ont été fait conformément aux règles BAEL 91, CBA93.

L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul ETABS.

Mots Clés : Bâtiment, Béton armé, RPA99/version2003, BAEL91 modifiées99, CBA93.

Abstract:

This project mainly the dynamic study of a structure (floor + 9 stories) with shear walls for purpose living.

The structure is located in ALGER which is characterized by a high seismic (zone III). The study is carried out regarding the Algerian seismic code (RPA 99 modified in 2003).

The structural elements dimension and their reinforcement were carried out according to the Algerian reinforced concrete code (CBA93) and the limits states of reinforced concrete (BAEL91).

Tags: building, rain forced concrete, RPA99/version2003, BAEL91 modified99, CBA93.

ملخص:

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة ديناميكية لبنانية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة تتألف من طابق ارضي وتسعة طوابق للخدمات السكنية والواقعة بولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III- من اجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية هي وفقا للمعايير الجزائرية المقاومة للزلازل الجزائرية 99 المعدل في 2003. أما بخصوص القياس والتسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبنانية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر.

الكلمات المفتاحية: عمارة، الخرسانة المسلحة، RPA99/version2003,BAEL91,CBA93

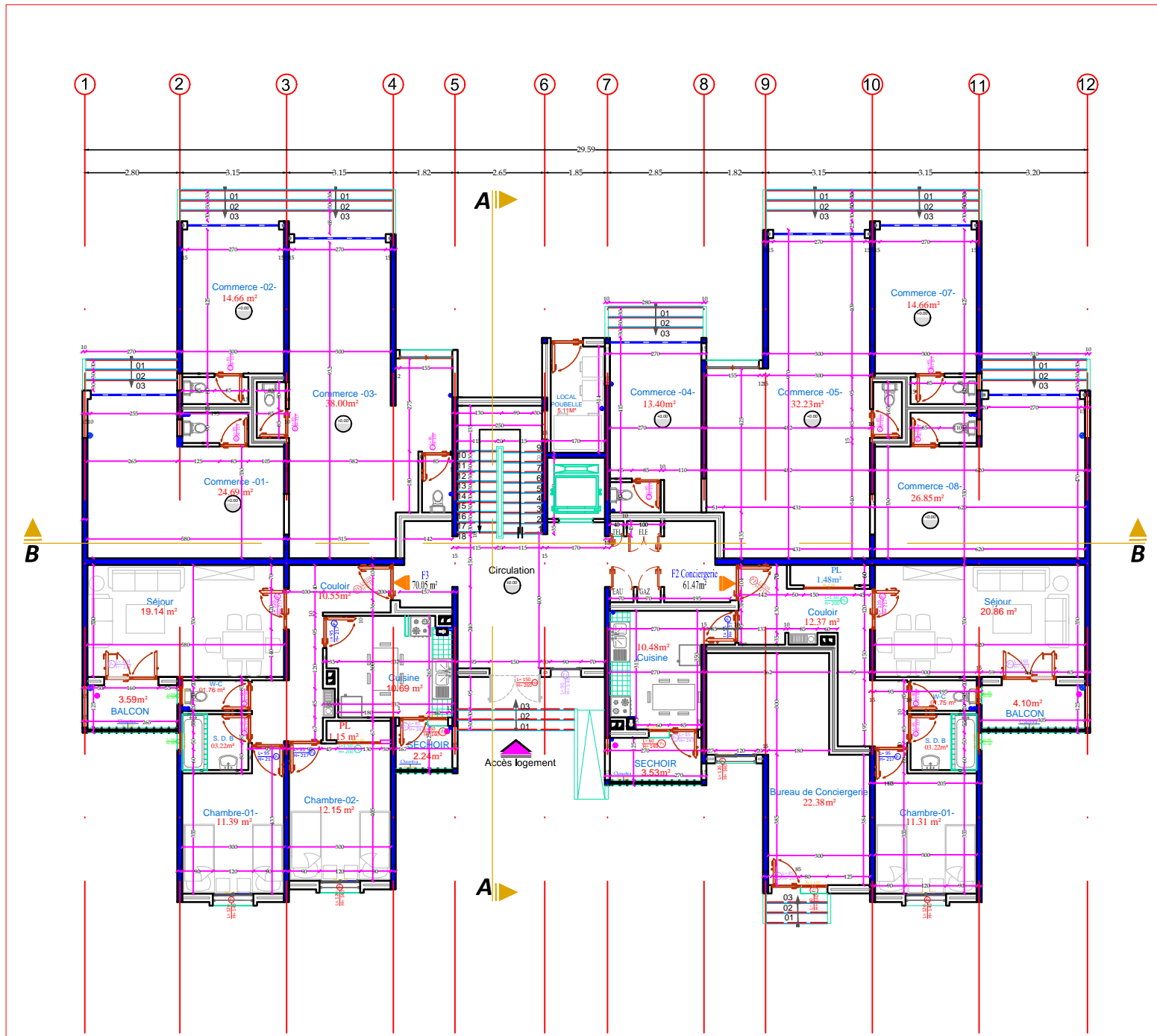
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12



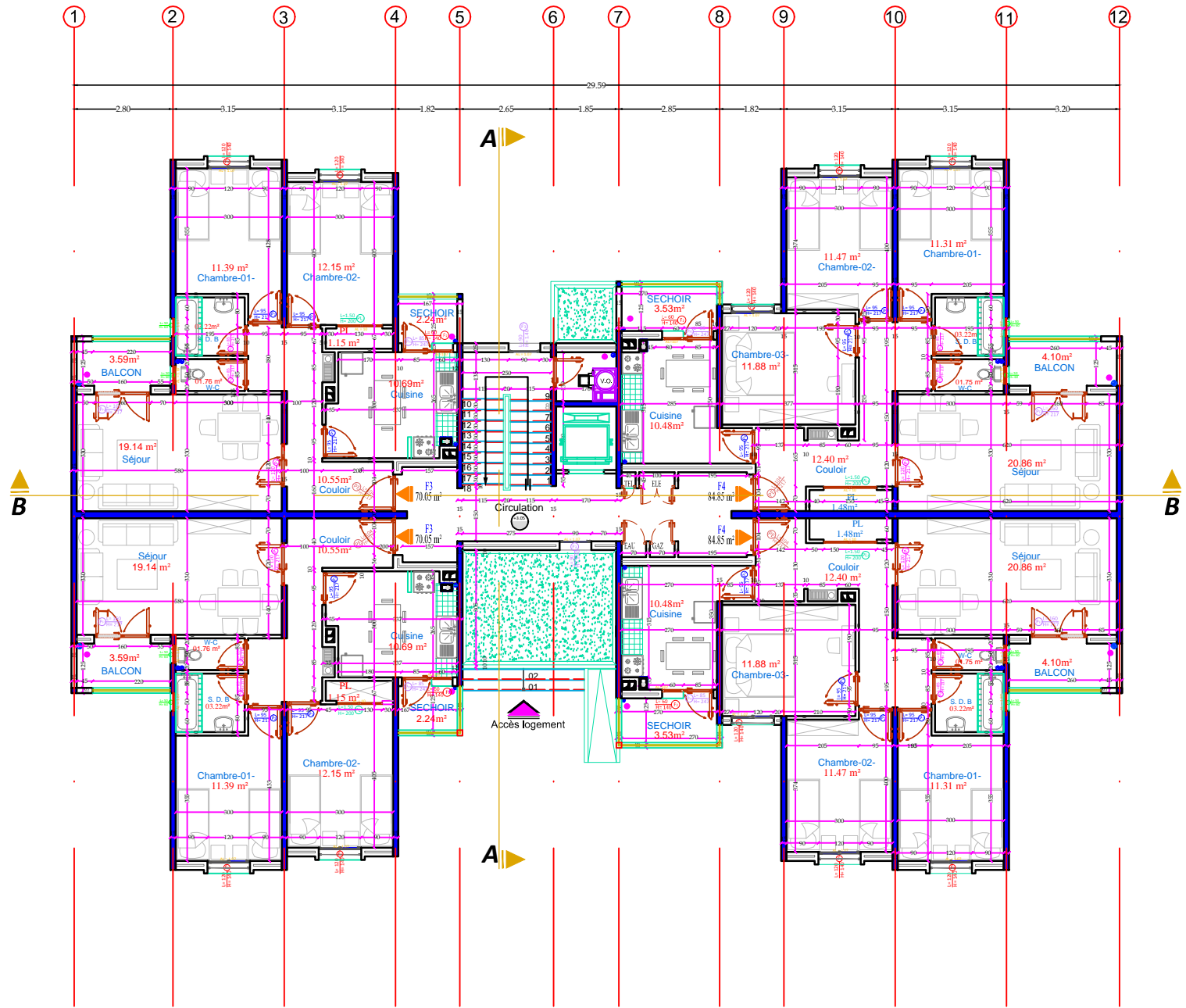
FAÇADE PRINCIPALE



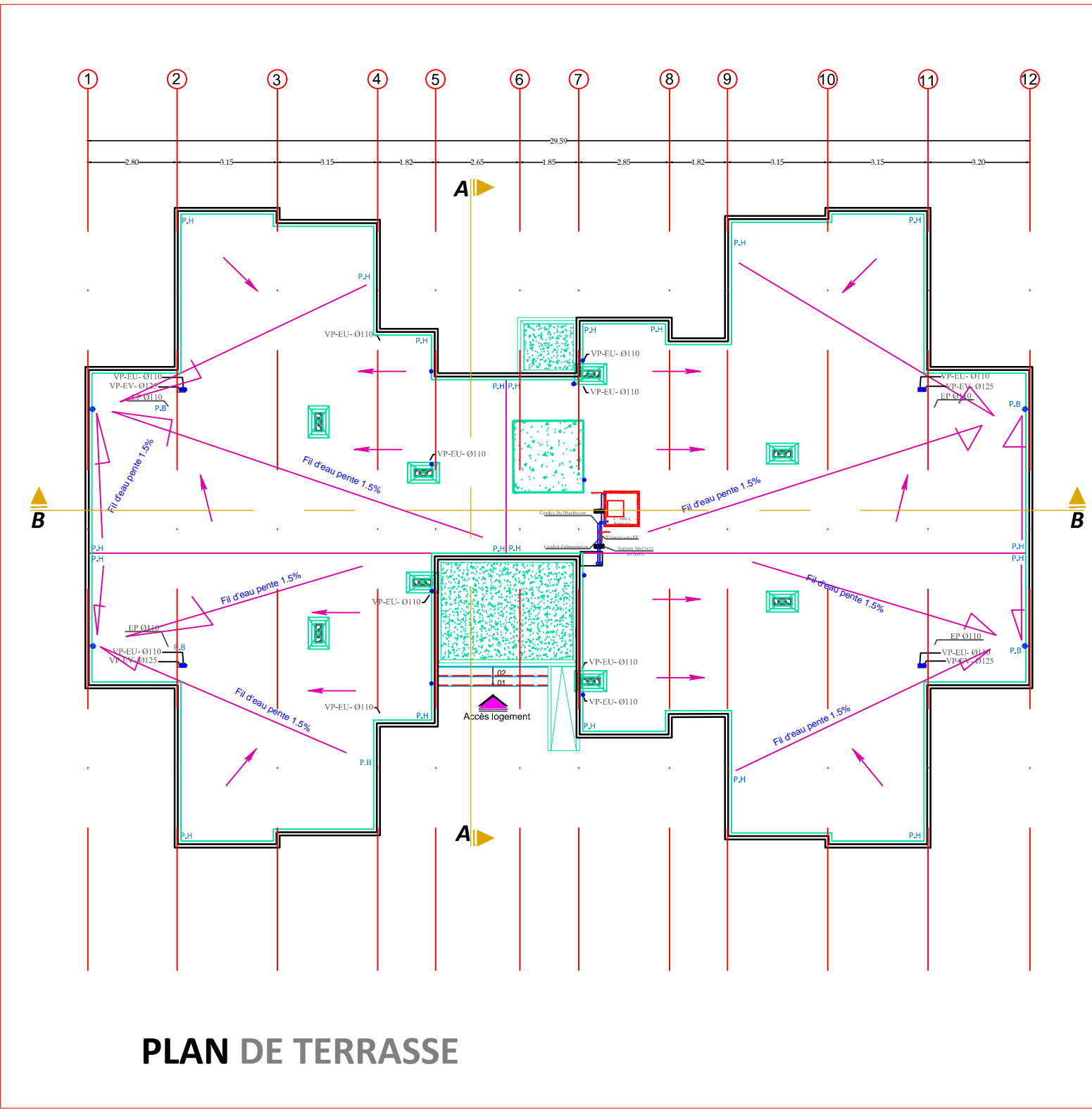
FAÇADE POSTERIEUR



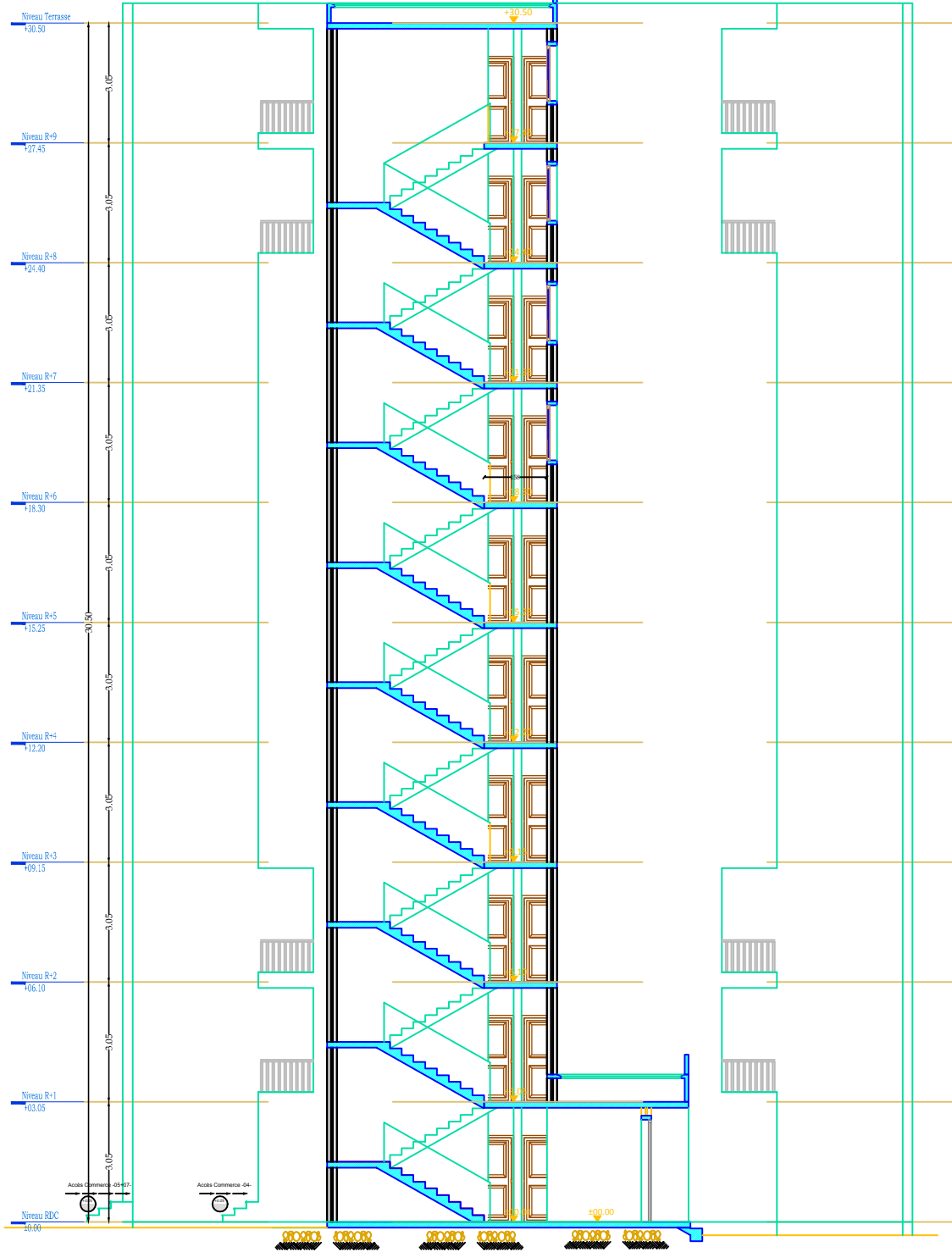
PLAN REZ DE CHAUSSEE



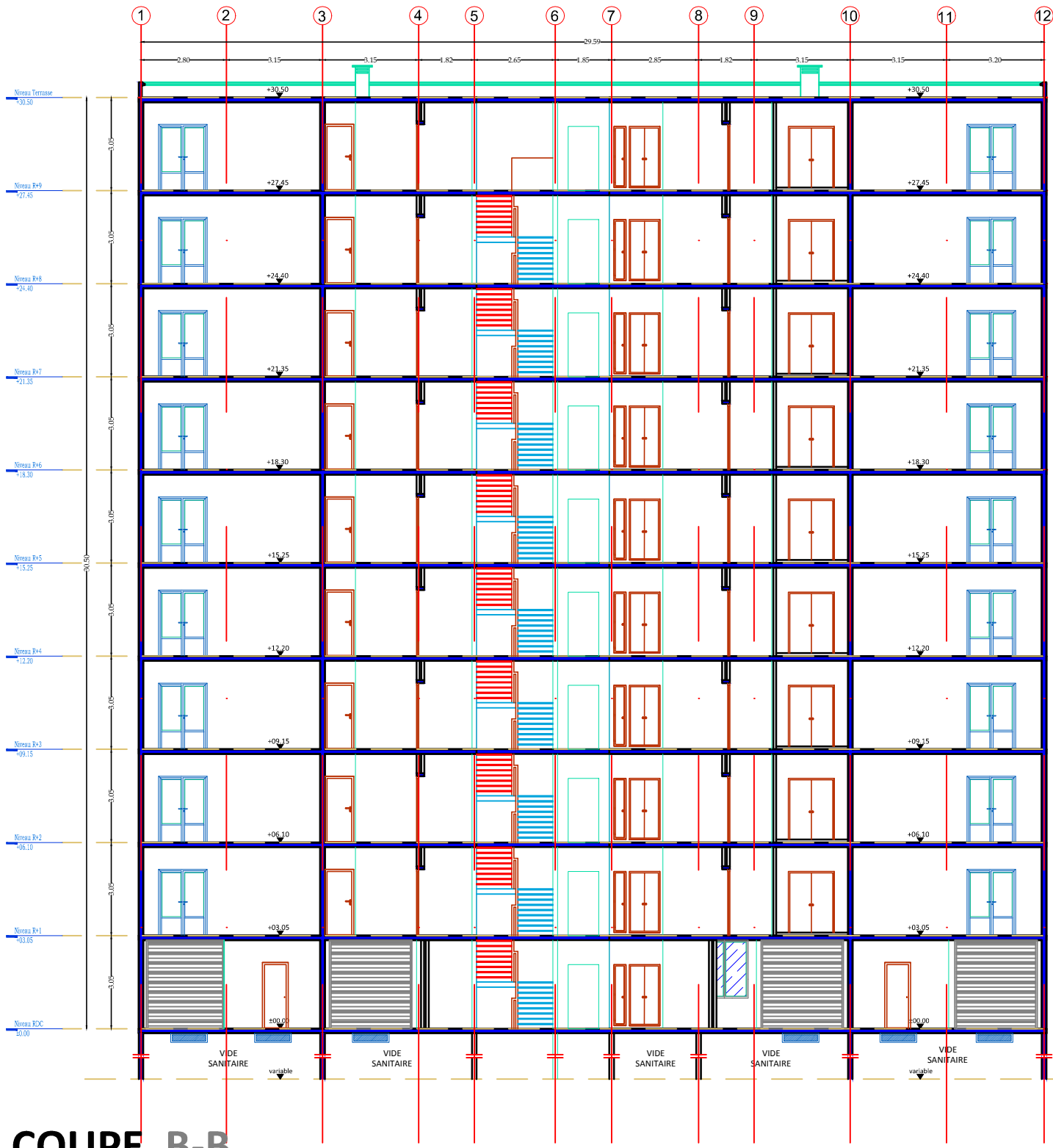
PLAN 1 A 9 ETAGE



PLAN DE TERRASSE



COUPE A-A



COUPE B-B



Introduction
générale



Introduction Générale

I. Introduction :

A l'instar des pays du bassin méditerranéen, l'Algérie est soumise à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner, chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente, en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (durée de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'une structure à usage administratif et habitation «**5000 LOGMENT**» (**RDC+9**). Implantée à **ALGER** wilaya de **ALGER (la zone sismique III)**, dont le système de contreventement est assuré par des voiles .

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes :

- ✚ Le Premier chapitre consiste à la présentation complète du projet, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ✚ Le deuxième chapitre présente le dimensionnement des éléments structuraux (tel que les voiles, les planchers, les escaliers) et la descente de charges.

Introduction Générale

- ✚ Le calcul des éléments secondaire (acrotère, escaliers et planchers) fait l'objet du 3ème chapitre.

- ✚ Le quatrième chapitre portera sur l'étude au vent de la structure, la détermination de l'action de vent.

- ✚ Le cinquième chapitre portera sur l'étude au séisme de la structure, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude de tour sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul **ETABS18.1.1**.

- ✚ Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel **ETABS 18.1.1** est présenté dans le sixième chapitre.

- ✚ Le septième chapitre sera l'étude de l'infrastructure.

- ✚ On va utiliser les Règles Parasismiques Algériennes "**RPA99/Version 2003**" et les **Règles de C.B.A 93** pour faire notre étude



Chapitre I

Présentation générale du projet



I.1. Introduction :

Dans le cadre de ce projet de fine d'étude, nous avons procédé au calcul d'une tour (RDC+9étage) situé **ALGER** qui est classée en Zone de sismicité (ZONE III) selon RPA99/version 2003, il est composé d'un rez-de-chaussée et de 10 étages identiques, la structure est conçue de manière à avoir quatre appartements de types F3etF4 au niveau de chaque étage.

I.2. Caractéristique de l'ouvrage :

I.2.1. Géométrie :

Les dimensions de la structure sont données comme suit :

- ✓ Longueur en plan.....29.59 m.
- ✓ Largeur en plan.....20.1 m.
- ✓ Hauteur du RDC.....3.05 m.
- ✓ Hauteur des étages courants.....3.05 m.
- ✓ Hauteur totale du bâtiment (Avec l'acrotère)....30.5 m.
- ✓ Hauteur de l'acrotère.....0.5m.

I.2.2. La régularité en plan et en élévation :

- **I.2.2.a. La régularité en plan :**

$l_x/L_x = 0,11 < 0,25$ CV

- **I.2.2.b. La régularité en élévation :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmettra pas directement à la fondation.

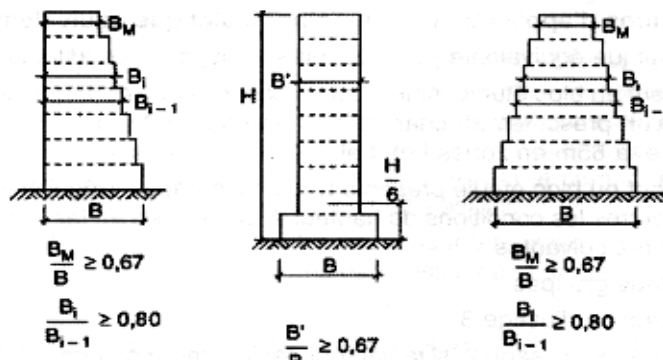


Figure V.2 : Limite des décrochements en élévation selon l'article 3.5 du RPA 99/ version 2003

Notre système de contreventement ne comporte pas d'élément porteur discontinu.

- Les masses et les rigidités des différents niveaux diminuent progressivement de la base vers le sommet du bâtiment.

- Décrochement en élévation : les étages sont identiques, pas de décrochements → la condition de décrochement en élévation est respectée.

Donc la structure est classée comme une structure irrégulière en plan et régulière en élévation.

❖ **Ossature de l'ouvrage :**

La structure est contreventée par des voiles en béton armé dans les deux sens (longitudinale et transversale) assurant une stabilité du tour vis-à-vis des forces horizontales (séisme ou vent), et des charges verticales.

❖ **Planchers :**

Nous avons opté un seul type de plancher : Plancher à dalle pleine en béton armé coulés sur place assurant la rigidité et une sécurité contre l'incendier.

❖ **maçonnerie :**

la maçonnerie du tour est réalisée en brique creuses, les murs extérieures et de séparation sont constituées en double parois.

❖ **L'acrotère :**

Au niveau de terrasse, la tour est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 50cm.

D' hauteur et de 10cm d'épaisseur.

❖ **Escaliers :**

La cage d'escalier permet l'accès aux différents niveaux jusqu'au dernier étage, elle est constituée à chaque niveau de deux volées droites et un palier intermédiaire ; qui sera réalisé en béton armé coulé sur place

❖ **Cage d'ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I.2.3. Données géotechniques :

Le bâtiment est implanté dans une Zone classée par le RPA/V2003 comme :

- ✓ Une Zone de sismicité (ZONE III).
- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- ✓ -Le site est considéré comme site2 (site meuble).

D'après le rapport géo technique :

- ✓ La contrainte admissible du sol est $\bar{\sigma} = 2$ bars

I.3. Les règlements de calcul :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux :

- ✓ Règlement parasismiques algériennes (RPA99/V2003).
- ✓ Béton armé aux états limites (BAEL91).

I.4. Caractéristiques des Matériaux

I.4.1. Introduction :

Le béton est le matériau de construction le plus répandu à l'époque actuelle, à cause de sa résistance en donnant un monolithisme à la construction, il est destiné à réaliser des éléments structuraux dans le domaine du bâtiment et du génie civil. Il est composé de plusieurs constituants élémentaires tels que : le ciment, les Agrégats et l'eau. Pour répondre aux besoins de certains usages des ajouts peuvent être envisagés tels que : les adjuvants, les fines, les additions....etc.

I.4.2. composants du béton :

❖ Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (Armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se former soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton. La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

I.4.3. Caractéristiques mécaniques du béton :

I.4.3.1. Résistance à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance (f_{cj}) à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale des éprouvettes cylindriques après une conservation dans les conditions définies par les normes : âge aux 28 jours, les dimensions de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur et une température ambiante.

Les règles BAEL donnent les formules ou les expressions de variation de la contrainte du béton en fonction de son âge :

$$f_{Cj} = \left[\frac{j}{1,4 + 0,95 \cdot j} \right] \times f_{C28} \quad \text{pour } f_{C28} \geq 40 \text{ MPA.}$$

$$f_{Cj} = \left[\frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \right] \times f_{C28} \quad \text{pour } f_{C28} \leq 40 \text{ MPA.}$$

pour $j > 28$ jour $f_{Cj} = 1,10 \times f_{C28}$.

Pour notre étude on prend $f_{C28} = 25 \text{ Mpa}$.

I.4.3.2. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction à (j) jours, notée f_{tj} , est définie conventionnellement par la relation:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}.$$

Dans notre projet $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

Dans laquelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimées en MPa, de plus cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} < 60 \text{ MPa}$.

I.4.3.3. Modules de déformation longitudinale:

❖ Déformations instantanées :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$$

Avec f_{cj} exprimé en MPa : désignant la résistance caractéristique à la compression à (j) jours.

❖ Déformations différées :

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. On considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

A défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

Alors le module de déformation longitudinale différé est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \quad \text{Avec } f_{cj} \text{ (exprime en MPa).}$$

I.4.3.4. Coefficient de poisson:

Le coefficient de poisson est pris égal à :

- ❖ 0,2 : pour le calcul des déformations.
- ❖ 0 (zéro) : pour le calcul des sollicitations

I.4.3.5. Contrainte limite de compression :

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée

$$\text{par : } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte ultime du béton en compression

γ_b : Coefficient de sécurité du béton ; $\gamma_b = 1,5$ cas courant ; $\gamma_b = 1,15$ cas accidentel

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24h, **0,9** lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à **0,85** lorsqu'elle est inférieure.

Pour le calcul à l'ELU, on adopte le diagramme :

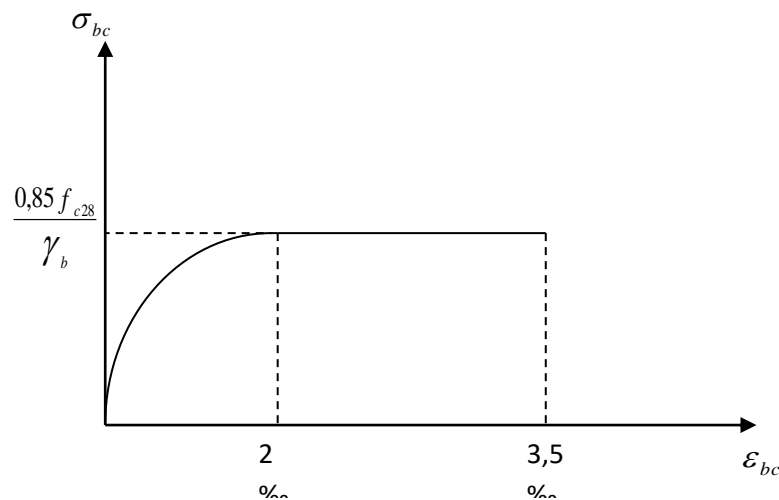


Fig.I.1. Diagramme Parabole-rectangle.

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée

$$\text{par : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

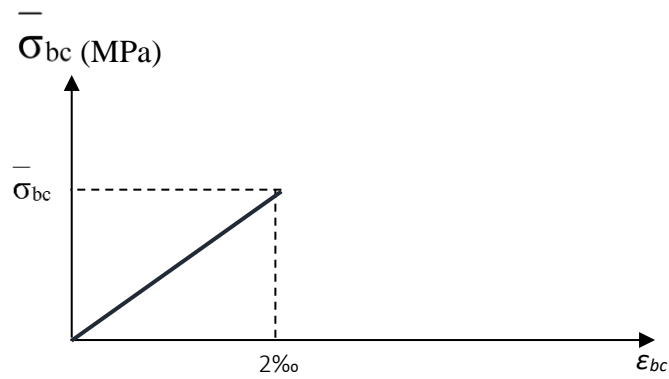


Fig.I.2. Diagramme linéaire de contrainte-déformation

❖ Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement donne par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

V_u : Effort tranchant

d : Hauteur utile de la section de béton considérée.

b_0 : Largeur de la section de béton considérée.

La contrainte admissible de cisaillement :

a) Cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPA.}$$

b) Cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,10 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPA}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPA.}$$

I.4.4. L'acier

I.4.4.1. Caractéristiques mécaniques de l'acier :

a. Limite d'élasticité garantie f_e :

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant :

Type	Nuance	fe (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E22	215	Emploi courant. épingles de levage des pièces préfabriquées
	F _e E24	235	
Barres HA -Type 1 et 2	F _e E40	400	Emploi courant.
	F _e E50	500	
Fils tréfiles HA -Type 3	F _e TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F _e TE50	500	
Treillis soudés -lisses -Type 4	TSL	500	Emploi courant
	TSHA	520	

Tab.I.1. La limite d'élasticité de l'acier.

* L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence **HAFeE40** type1 (limite d'élasticité fe = 400 MPa), et pour les armatures transversales est un rond lisse FeE24 (fe = 235 MPa).

*Le module d'élasticité : **E_s = 2 x 10⁵ MPa**

*treillis soudé TLE500 **fe=500Mpa.**

b. Diagramme contrainte- déformation :

❖ Contrainte limite ultime :

La contrainte limite de traction des aciers en service n'est limitée qu'en cas de fissuration peu préjudiciable, préjudiciable ou très préjudiciable.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ contrainte limite de l'acier}$$

f_e : limite élastique de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier dépendant de la nature des actions.

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{action courante.} \\ \gamma_s = 1,00 \rightarrow \text{action accidentelle.} \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} \quad : \text{Allongement unitaire de l'acier.}$$

❖ Contrainte limite de service :

➤ Fissuration peu nuisible :

Aucune vérification n'est demandée dans ce cas, sauf qu'il faut vérifier la contrainte dans

le béton.

➤ **Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) \text{ MPA.}$$

➤ **Fissuration très préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) \text{ MPA.}$$

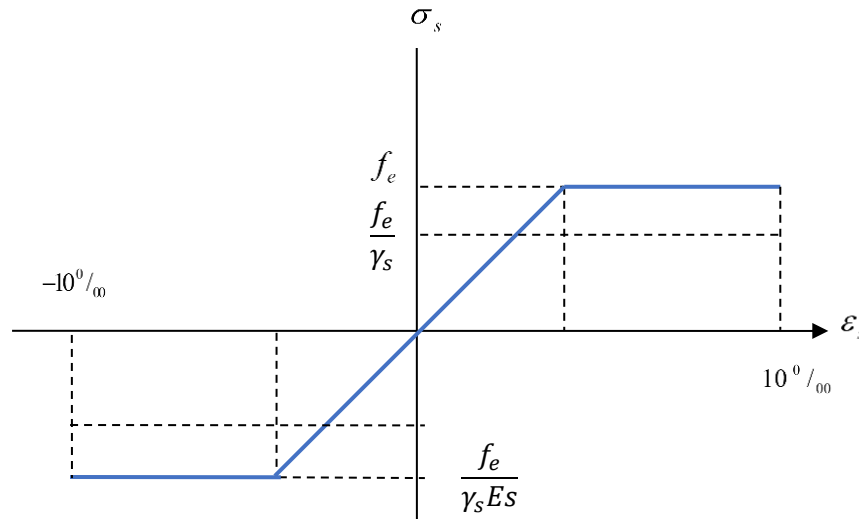


Fig. I.3. Diagramme : Déformation – Contrainte de l'acier.

Avec : n Coefficient de fissuration dont la valeur est :

$$\begin{cases} \eta = 1,00 & \text{Pour les aciers ronds lisses.} \\ \eta = 1,60 & \text{Pour les aciers haute adhérence} \end{cases}$$

I.4.5. Actions et sollicitations :

❖ **Actions :**

Les actions sont des forces et couples de forces dues aux charges appliquées (Permanentes, climatiques, d'exploitations) et aux déformations imposées (Variations de température, tassements d'appuis).

On notera :

- ✓ G : Charges permanentes (poids propre de la structure + les équipements fixes).
- ✓ Q : Charges variables (charges d'exploitations + charges climatiques).
- ✓ E : Action accidentelles (séisme, effet de choc « explosion »).

❖ **Sollicitations :**

Les sollicitations sont des efforts (efforts normaux, efforts tranchants) et des moments (moments de flexion, moments de torsion) calculés à partir des actions. Sollicitations de calcul

Les combinaisons utilisées dans notre étude :

À l'état limite ultime **ELU**.

➤ $1,35.G + 1,5.Q$

A l'état Limite de Service **ELS**.

➤ $G + Q$

❖ **Sollicitations sismiques :**

Les combinaisons sismiques utilisées dans notre étude selon le RPA 99 Version 2003 :

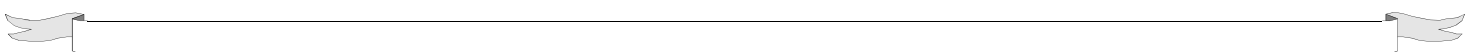
➤ $G + Q \pm E$.

➤ $0,8 \times G \pm E$.



Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments structuraux



II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but "le pré calcul "des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le BAEL91 et RPA 99/ version 2003. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression). Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.

II.2. Pré dimensionnement du plancher :

• **Plancher à dalle pleine :**

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions (généralement rectangulaires de dimensions L_x et L_y ($L_x \leq L_y$) et d'épaisseur « e ») et qui peuvent reposer sur 2,3ou 4 appuis (les poutres, les voiles).

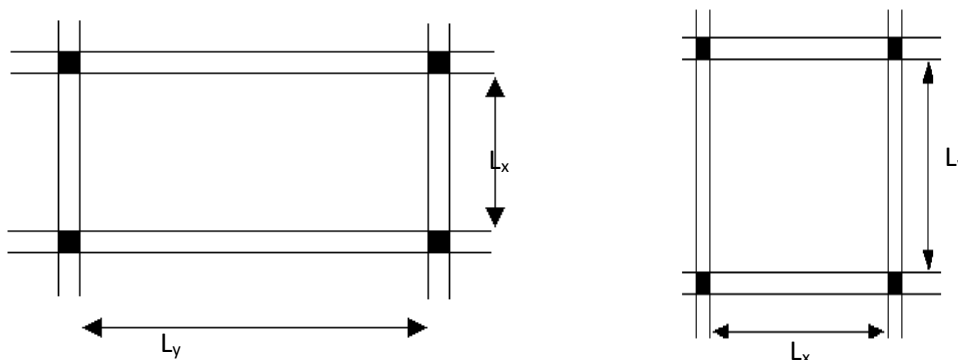


Fig.II.1. Dimension d'un panneau de dalle.

❖ **Résistance au feu :**

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

$e = 11 \text{ cm}$ donc en adopte :: **$e = 15 \text{ cm}$.**

❖ **Isolation phonique :**

Selon les règles techniques « BAEL 91 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieur ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : **$e=15 \text{ cm}$.**

❖ **Résistance à la flexion :**

- Dalle reposant sur deux appuis..... $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 4 appuis ont une portée égale à :

$$L_x = 3,00\text{m} = 300\text{cm.}$$

$$300/35 \leq e \leq 300/30$$

$$8,57 \leq e \leq 10$$

$$\Rightarrow e = 10 \text{ cm} \quad \text{Donc on adopte : } \mathbf{e = 15 \text{ cm}}$$

❖ **Condition à flèche :**

On doit vérifier que la flèche maximale f_{\max} subie par la dalle est inférieure aux valeurs limite des flèches, ceci se traduit par les conditions suivantes :

$$f_{\max} \leq \frac{l_{\max}}{500} \quad \text{si } l_{\max} \leq 5\text{m}$$

$$f_{\max} \leq \frac{l_{\max}}{1000} + 0,5 \quad \text{si } l_{\max} > 5\text{m}$$

Dans notre cas $L_{\max} = 4,82\text{m}$

$$f_{\max} = \frac{ql_x^4}{384EI} \leq \frac{l_{\max}}{500} \quad ; \quad I = \frac{be^3}{12} \Rightarrow e \geq \sqrt[3]{\frac{12ql_x^4}{384Eb \left(\frac{l_x}{500}\right)}}$$

Pour ce faire, on considère une bande de dalle de largeur $b=1 \text{ m}$ avec une épaisseur $e=15 \text{ cm}$ (préalablement déterminé).

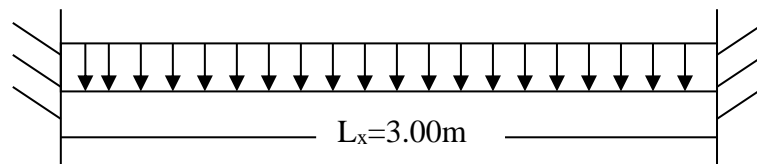


Fig.II.2. Charge de la dalle.

$G=6.83 \text{ KN/m}^2$ → Charge permanente.

$Q=1.00 \text{ KN/m}^2$ → Charge d'exploitation.

(Plancher terrasse ; voir descente de charge)

$$q=1.35G+1.5Q$$

$$q=10.72 \text{ KN/m}^2$$

$$E=32.10^6 \text{ KN/m}^2$$

$$e \geq 5,2 \text{ cm}$$

Finalement on adopte l'épaisseur de la dalle pleine **e =15 cm**

II.3. Pré dimensionnement des voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du RPA99, les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux (ça dépend de la conception)

- ✓ Les charges verticales, charges permanentes et surcharges.
- ✓ Les actions horizontales, effet de séisme et du vent.
- ✓ Les voiles assurant le contreventement sont supposées pleines.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre du pré dimensionnement.

D'après le RPA99 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4 e$) » sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

avec : L : portée du voile. , e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99 « l'épaisseur minimale est de 15 cm », de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la figure ci- dessous :

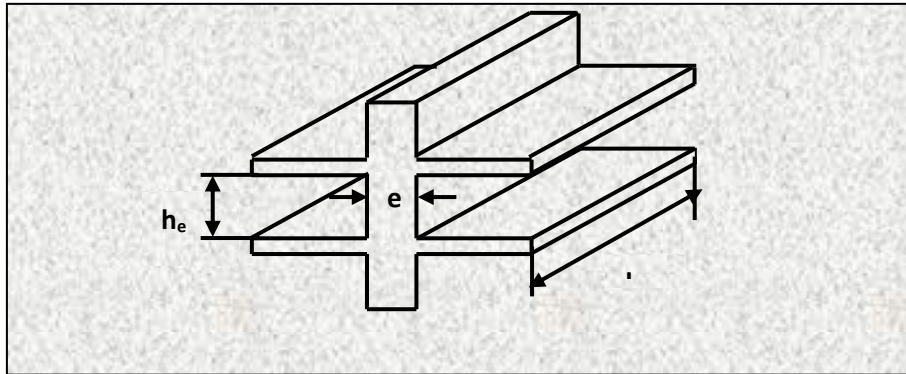


Fig.II.3. Coupe de voile en élévation.

Soit : $h_e = 3,05\text{m}$

- 1) $e \geq h_e/20$ (voile linéaire sans crochet)
- 2) $e \geq (0,15)$

✓ **Sens x :**

On adopte l'épaisseur du voile : $e_x = 0,2\text{m}$

✓ **Sens y :**

On adopte l'épaisseur du voile : $e_y = 0,15\text{m}$

Vérification de la condition $L > 4e$:

- a) sens longitudinale $L_{\min} = 170\text{cm} \geq 4(20) = 80\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- b) sens transversale $L_{\min} = 85\text{cm} \geq 4(15) = 60\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

II.4. Pré dimensionnement d'escaliers :

Le choix de dimension en fonction de la condition d'utilisateur et de destination de l'ouvrage ; pratiquement on doit remplir les conditions suivantes :

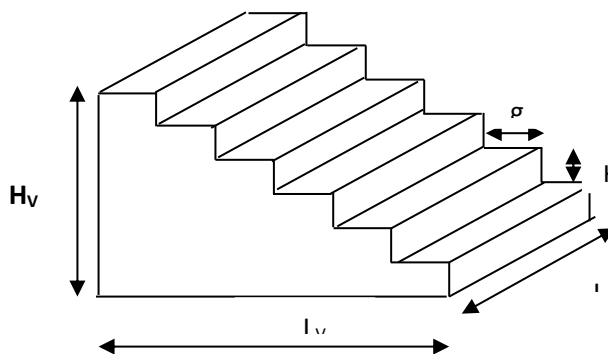


Fig.II.4. Dimensions d'un escalier.

a) Pour passer d'un étage à l'autre difficilement, on prend « **h** »entre 14 et 20cm :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

b) Et « **g** »entre le 22 cm et 33cm :

$$22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$$

c) Pour vérifie que la condition convient, on utilise la formule empirique

de « BLONDEL » : **$g+2h=m$**

Avec : $59\text{cm} \leq m \leq 66\text{cm}$

Dans notre cas nous avons :

$$\left\{ \begin{array}{l} 14 \text{ cm} \leq h = 17 \text{ cm} \leq 20\text{cm} \\ 22 \text{ cm} \leq g = 30 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \\ 60 \text{ cm} \leq g+2h = 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \end{array} \right.$$

Donc on adopte : $\left\{ \begin{array}{l} h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$

- ❖ Hauteur : $H=3,05 \text{ m}$.
- ❖ Giron : $g = 30 \text{ cm}$.
- ❖ Hauteur du volée : $H_v = 3,05/2 = 1,525\text{m}$.

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL : On a: $60 < 2h+g < 66$

Avec: $14,5 < h < 18$.

Pour **$h = 17 \text{ cm}$** on aura : **$N_c = H/h = 153/17 = 9$** .

Alors on aura 18 contres marches entre chaque deux étage :

$N_m = N_c - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches}$.

d) La ligne de foulée :

$$L_f = g \times N_{cm} = 0,3 \times 8 = 2,40 \text{ m}$$

e) L'inclinaison :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H_v}{L_f} = \frac{1,53}{2,4} = 0,6375$$

f) Epaisseur de la paillasse :

Selon la condition suivante : $e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right)$. Avec : $L = \sqrt{2,4^2 + 1,53^2} = 2,84m$

Donc pour assurer la non déformabilité des escaliers on fixe : **e= 15cm.**

II.5. Evaluation des charges et surcharges :

❖ **Plancher terrasse dalles pleines « inaccessible » :**

✓ **Charge permanent:**

	Couche et épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m³)	G (KN/m²)
1	Gravillon roulé 5cm	17	0,85
2	étanchéité 2cm	0.6	0,12
3	Isolation thermique 5cm	0.3	0,15
4	Forme en pente 8cm	22	1,76
5	P- pleine 15cm	25	3,75
6	Enduit de plâtre 2cm	10	0,20
	Charge permanente (KN/m ²)		6,83

Tab.II.1. Charge permanente du plancher terrasse (dalles pleines).

✓ Surcharges d'exploitation : **Q =1,00 KN/ m²**

❖ **Plancher étage courant dalles pleins :**

✓ **Charge permanent :**

	Couche et épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m³)	G (KN/m²)
1	Cloison ----	----	1,20
2	Carrelage 2cm	22	0,44
3	Mortier de pose 2cm	20	0,40
4	Couche de sable 2cm	18	0,36
5	P-pleine 15cm	25	3,75
6	Enduit de plâtre 2cm	10	0,20
	Charge permanente (KN/m ²)		6,35

Tab.II.2. Charge permanente du plancher étage (dalles pleines).

- ✓ Surcharges d'exploitation : $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Surcharges d'exploitation : $Q = 5,00 \text{ KN/m}^2$ (commerciale)

❖ Les balcons :

a- Balcons terrasse :

	Couche et épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Gravillon roulé 5cm	17	0,85
2	Etanchéité ----	----	0,12
3	Isolation thermique 5cm	0,3	0,015
4	Forme en pente 10cm	22	2,2
5	Dalle pleine 15cm	25	3,75
6	Enduit de ciment 2 cm	20	0,40
	Charge permanente (KN/m ²)		7,335

Tab.II.3. Charge permanente du balcon terrasse.

- ✓ Surcharges d'exploitation : $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$

b- Balcon d'étage courant :

	Couche et épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage (0,025)	20	0,44
2	Mortier de pose (0,02)	20	0,40
3	Couche de sable (0,02)	19	0,36
4	Dalle pleine (0,15)	25	3,75
5	Enduit de ciment (0,02)	18	0,40
	Charge permanente (KN/m ²)		5,35

Tab.II.4. Charge permanente due aux Balcon étage.

- ✓ Surcharges d'exploitation : $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

❖ Murs extérieurs :(épaisseur e=30cm)

	Couche & épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre 1.5cm	10	0,15
2	Brique creux 10cm	----	0,90
3	L'aime d'aire 5cm	----	----
4	Brique creux 15cm	----	1,30
5	Enduit de ciment 2cm	20	0,40
	Charge permanente (KN/m ²)		2.75

Tab.II.5. Charge permanente due aux murs extérieurs.

❖ Cloison intérieure :

	Couche & épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre 1.5cm cm	10	0,15
2	Brique creux 10cm	9	0,90
3	Enduit de plâtre 1.5 cm	10	0,15
Charge permanente (KN/m ²)			1,20

Tab.II.6. Charge permanente due aux cloisons.

❖ Cloisons intérieures à doubles parois :

	Couche et épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre 1.5 cm	10	0,15
2	Brique creux 10cm	-----	0,90
3	L'aire d'aire 5cm	----	---
4	Brique creux 15cm	-----	1,30
5	Enduit de plâtre 1.5cm	10	0,15
Charge permanente (KN/m ²)			2,5

Tab.II.7. Charge permanente due aux cloisons intérieures à doubles parois.

❖ Les escaliers :

✓ Palier :

	Matériaux &Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (kN/m ²)
1	Carrelage 0,02	22	0,44
2	Mortier de pose 0,02	20	0,40
3	Couche de sable fin 0,02	18	0,36
4	Poids propre du palier 0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment 0,02	20	0,4
Total (KN/m ²)			5,35

Tab.II.8. Charge permanente des paliers.

✓ Surcharge d'exploitation : Q=2,5 KN/m²

❖ **Paillasse avec inclinaison 32.52 ° :**

	Matériaux & Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids (kN/m²)
1	Carrelage 0.02	22	0,44
2	Mortier de pose 0.02	20	0,4
3	Couche de sable fin 0.02	18	0,36
4	Poids propre des marches 0.085m	25	2,125
5	Poids propre de la paillasse	'0,15*25/(2,4/2,84)'	4,4375
6	Enduit de ciment 0,02m	20	0,4
	Total (KN/m²)		8,16

Tab.II.9. Charge permanente de la paillasse.

✓ Surcharge d'exploitation : Surcharge d'exploitation : **Q=2,50KN/m².**



Chapitre III

Calcul des éléments secondaires



III.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement. Leur calcul se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. L'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie de la structure.

Dans ce chapitre on calcule les éléments non structuraux suivant :

- ❖ L'acrotère.
- ❖ Plancher.
- ❖ Balcon.
- ❖ Escalier.

III.2. Acrotère :**III.2.1. Dimensionnement et modélisation de l'acrotère :**

Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (III.1) :

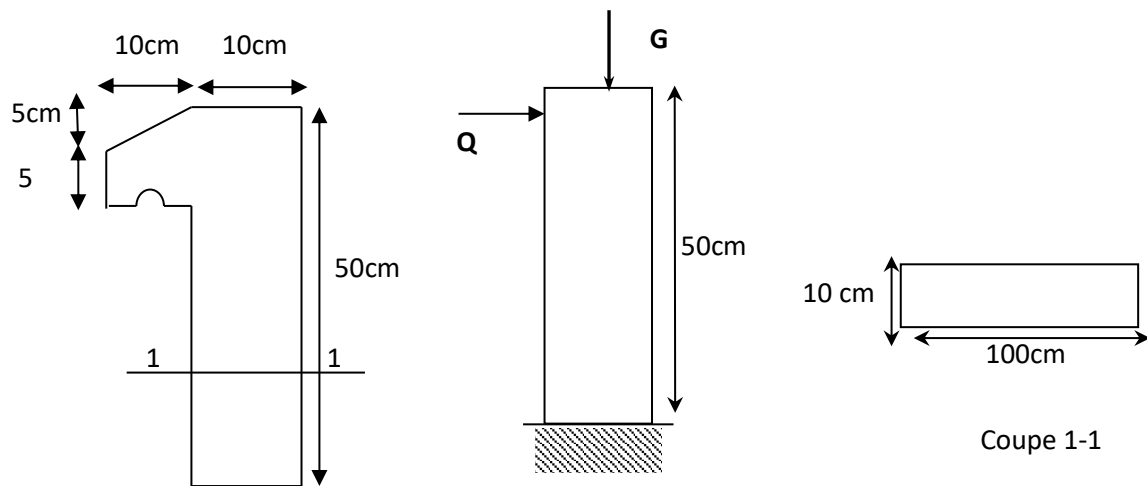


Fig.III.1. Acrotère.

III.2.2. Evaluation des charges :**a. Charge permanente :**

$$S = 0,5 \times 0,1 + 0,05 \times 0,1 + \frac{0,05 \times 0,1}{2} = 0,0575m^2$$

$$G = S \times 25 = 0,0575 \times 25 = 1,4375 \text{ KN/ml}$$

b. Charge d'exploitation :

Due à la main courante de la personne

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

C. Détermination de l'effort due au séisme :

D'après le RPA 99 V 2003 les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la forme :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

$$A = 0,3 \dots \dots \dots A : \text{coefficient d'accélération de zone (zone III)}$$

$$C_p = 0,8 \dots \dots \dots C_p : \text{facteur de force horizontale}$$

$$w_p = 1,4375 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots W_p : \text{poids de l'acrotère}$$

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0,3 \times 0,8 \times 1,4375 = 1,38 \text{ KN/ml}$$

- ✓ **Pour G :** $N_G = 1,4375 \text{ KN/ml}$, $M_G = 0$, $T_G = 0$
- ✓ **Pour Q :** $N_Q = 0$, $M_Q = H \times Q = 0,5 \text{ KN.m}$, $T_Q = Q = 1 \text{ KN/ml}$
- ✓ **Pour Fp :** $N_{Fp} = 0$, $M_{Fp} = 0,5 \times 1,38 = 0,69 \text{ KN/ml}$, $T_{Fp} = Fp = 1,38 \text{ KN/ml}$

On a : $F_p > Q$; **alors**, le ferrailage sera donc donné par les sollicitations du deuxième cas qui sont :

- Poids propre : $N_G = 1,4375 \text{ KN/ml}$
- Surcharges : $Q = 1,38 \text{ KN/ml}$
- Un moment : $M_E = Q \times h = 1,38 \times 0,5 = 0,69 \text{ KN.m}$.
- Un effort tranchant : $T_Q = 1,38 \text{ KN/ml}$

III.2.3. Calcul des sollicitations :**• Etat limite ultime :**

$$N_U = 1,35 N_G = 1,35 \times 1,4375 = 1,940625 \text{ KN}$$

$$M_U = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,69 = 1,035 \text{ KN.m}$$

$$T_U = 1,5 \times T_Q = 1,5 \times 1,38 = 2,07 \text{ KN}$$

• Etat limite de service :

$$N_{ser} = N_G = 1,4375 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = M_Q = 0,69 \text{ KN.m}$$

$T_{ser}=T_Q= 1,38 \text{ KN}$

• **Vérification au flambement :**

D'après l'article B.8.3.2 du CBA93 :

$L_{fx} = L \times f_y = 2 \times L = 1 \text{ m}$ (cas d'une console)

$\lambda_x = (L_{fx} \sqrt{12})/h \Rightarrow \lambda = 23,09.$

• **Vérification de l'élanement**

$\lambda = \text{Max} (50, \text{Min} (67 \times e_0 / h, 100))$

Avec: $e_0 = M_u/N_u = 0,53 \text{ m} \Rightarrow = \text{Max} (50, \text{Min} (67 \times 0,53/0,1 , 100))$

$\lambda = \text{Max} (50, 100)$

$\Rightarrow \lambda = 100$

$\lambda_x < \lambda$ donc pas de risque de flambement.....CV

$e_1 = ht/6 = 0,1/6 \Rightarrow e_1 = 0,016 \text{ m}$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (S.P.C).

• **L'excentricité additionnelle :**

$e_a = \text{Max} (2 \text{ cm} ; L/250) = \text{Max} (2 \text{ cm}, 50/250)$

$e_a = \text{Max} (2 \text{ cm} ; 0,2) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$

$e_2 = (3l_f^2 \times \frac{1}{10000h}) \times (2 + \alpha\phi)$

$l_f = 2h = 2 \times 0,5 = 1 \text{ m} \quad \alpha = 0$ (Ne créé pas aucun moment)

$e_2 = (3(1)^2/10000(0,5) (2+0)) \Rightarrow e_2 = 0,0012 \text{ m} \Rightarrow e = 53 + 2 + 0,12 = 55,12 \text{ cm}$

III.2.4. Sollicitation majorée de δ_f :

❖ **Calcul de coefficient de majoration δ_f :** $\delta_f = \begin{cases} \min \left[1 + 0,15 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \cdot \frac{h}{e_0} ; 1,4 \right] & \text{si } \frac{e_0}{h} > 0,75 \\ 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{si } \frac{e_0}{h} < 0,75 \end{cases}$

$\frac{e_0}{h} = 5,3 \Rightarrow 5,3 > 0,75$

Donc : $\delta_f = \min [1,001 ; 1,4] = 1,001$

❖ **Majoration des sollicitations :**

Etat limite ultime :

$N_u^* = \delta_f \times N_u = 1,001 \times 1,940625 = 1,943 \text{ KN}$

$$M_u^* = \delta_f \times M_u + N_u^* e_a = 1,001 \times 1,035 + 1,943 \times 0,02 = 1,07489 \text{ KN.m}$$

Etat limite de service :

$$N_{ser}^* = N_{ser} = 1,4375 \text{ KN}$$

$$M_{ser}^* = M_{ser} = 0,69 \text{ KN.m}$$

III.2.5. Ferrailage :

III.2.5.1. Calcul à L'ELU :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

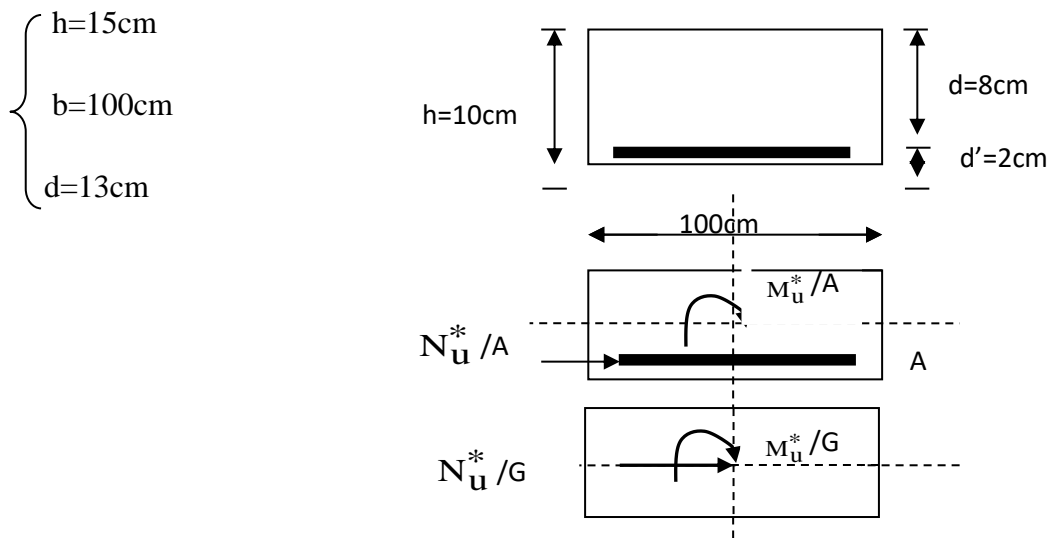


Fig.III.2. Coupes transversales de l'acrotère.

➤ **Position du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u^*}{N_u^*} = \frac{1,07489}{1,943} = 0,55 \text{ m}$$

$$e_o = h/6 = 0,016 \text{ m}$$

$e > e_o \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (S.P.C)

➤ **Calcul à la flexion simple :**

Le calcul des sollicitations par rapport aux aciers tendus :

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; \gamma_b = 1,5$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Calcul des armatures :

$$M_u^a = M_u^* + N_u^* \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_u^a = 1,07489 + 1,943 \left(0,8 - \frac{0,1}{2} \right)$$

$$M_u^a = 2,532 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2,532 \times 10^{-3}}{1 \times (0,08)^2 \times 14,16} = 0,02794$$

$\mu_{bu} = 0,02794 < \mu_l = 0,186$ section simplement armée (pas d'acier comprimé)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0353$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7,88 \text{ cm}$$

$$A_{su}^* = \frac{M_u^a}{Z \sigma_s} = \frac{2,532 \times 10^{-3}}{0,0788 \times 348} = 0,922 \text{ cm}^2$$

$$A_u = A_{su}^* - \left(\frac{N_u^*}{f_{su}} \right) = 0,922 - \frac{19,43}{348} = 0,866 \text{ cm}^2$$

III.2.5.2. Calcul à L'ELS :

❖ **Position du centre de pression :**

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,69}{1,4375} = 0,48 \text{ m}$$

$$e_o = h/6 = 0,016 \text{ m}$$

$e_s > e_o \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (S.P.C)

❖ **Calcul à la flexion simple :**

➤ **Calcul des contraintes :**

La contrainte du béton est donnée à l'ELS par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La contrainte de l'acier :(Fissuration préjudiciable) avec $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \times \eta \text{ Mpa} \right\}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

➤ Calcul des armatures :

$$M_{ser}^a = M_{ser} + N_{ser} \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_u^a = 0,69 + 1,4375 \left(0,08 - \frac{0,1}{2} \right)$$

$$M_{ser}^a = 0,733 \text{ kn.m}$$

Calcul du moment limite de service M_l :

$$M_l = \mu_r \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}$$

$$\mu_r = (\alpha_r / 2) / (1 - \alpha_r / 3)$$

$$\alpha_r = (15 \sigma_{bc}) / (15 \sigma_{bc} + \sigma_{st}) = 0,484$$

$$\mu_r = 0,203 \Rightarrow M_l = 19,488 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^a < M_l \text{ (pas d'armatures comprimées } A' = 0)$$

$$Z = d(1 - \alpha_r / 3) = 0,067 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}^a}{Z \sigma_s} = \frac{0,733 \times 10^3}{0,067 \times 240 \times 100} = 0,455 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_s - \frac{N_{ser}^a}{\sigma_s} = 45,5 - \frac{1437,5}{240} = 0,395 \text{ cm}^2$$

III.2.5.3. Ferrailage minimal :

$$A_{smin} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{smin} = 0,23 * 80 * \frac{2100}{400} = 0,96 \text{ cm}^2$$

Alors : $A_s = \text{Max} [A_u, A_{ser}, A_{min}] = \text{Max} [0,424 ; 0,337 ; 0,96] \Rightarrow A_s = 0,96 \text{ cm}^2$

Nous adoptons un ferrailage symétrique : 4HA8/ml..... $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

III.2.5.4. Vérification des contraintes :

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63\text{MPa}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A_s'(y - d')^2] \quad \text{Avec } A_s' = 0$$

Y : la position de l'axe neutre.

Y : la solution de l'équation du deuxième degré suivante :

$$by^2 + 30(A_s + A_s')y - 30(dA_s - d'A_s') = 0$$

$$100 \times y^2 + 30(2,01 \times y) - 30(13 \times 2,01) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 443,392$$

$$Y = 1,91 \text{ cm et } I = 1350,43 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification de la contrainte du béton comprimé :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0,733 \times 10^6}{1350,43 \times 10^4} = 0,054 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \times Y = 0,054 \times 19,15 = 1,0341 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,043 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification des contraintes des armatures tendues :**

$$\sigma_s = \eta \cdot K(d - y); \eta = 15 \Rightarrow \sigma_s = 49,32 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.2.5.5. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min (2,5 \text{ MPa}, 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Vu_{max}}{b_0 d} \quad Vu = 2,07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 2070 / (1000 \times 80) = 0,02588 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

III.2.5.6. Calcul des armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA8.....Ar=1,51cm²

❖ **L'espacement maximal :**

$$S_{t \leq} \min [3h, 33\text{cm}] = \min [45; 33] = 33\text{cm}$$

Soit : $St=25\text{cm}$

Dans le sens le moins sollicité : $St \leq \min [4h, 45\text{cm}] = 45\text{cm}$

Soit : $St=20\text{cm}$.

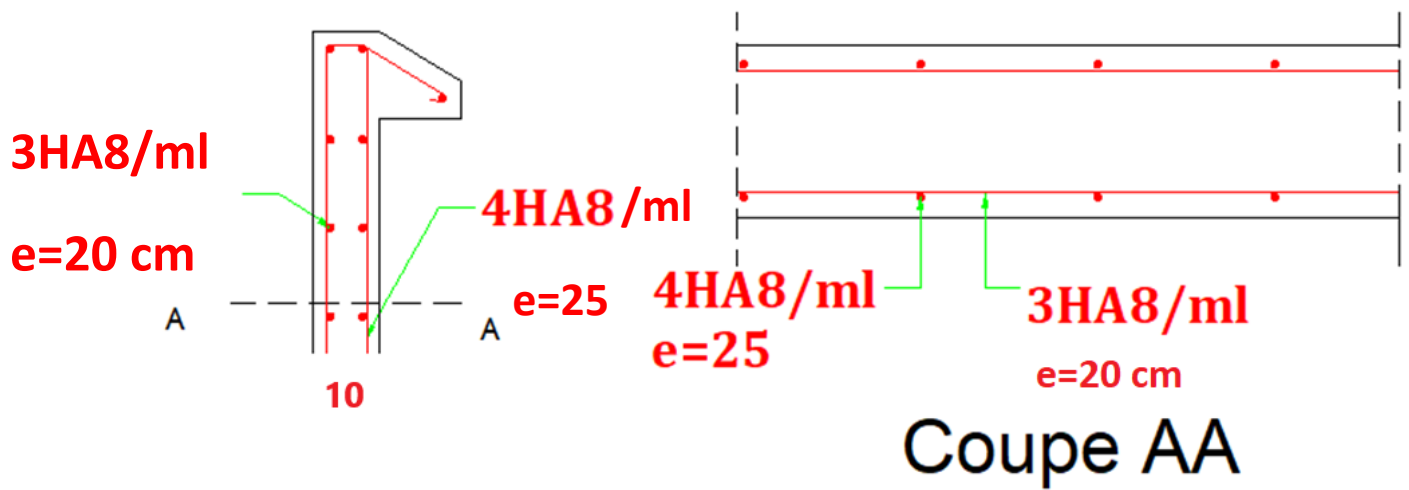


Fig.III.3. Ferrailage de l'acrotère.

III.3. Etude de l'escalier :

III.3.1. Introduction :

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux. Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

III.3.2. Composition d'un escalier :

Il est caractérisé par :

- ✓ La montée ou la hauteur d'escalier (H)
- ✓ Le giron : la largeur de marche (g).
- ✓ L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- ✓ Le contre marche : la partie verticale d'une marche (h).
- ✓ La paillasse : plafond qui monte sous marches.
- ✓ Le palier : la partie horizontale.
- ✓ La volée : suite ininterrompue des marches.

-Calcul des sollicitations :

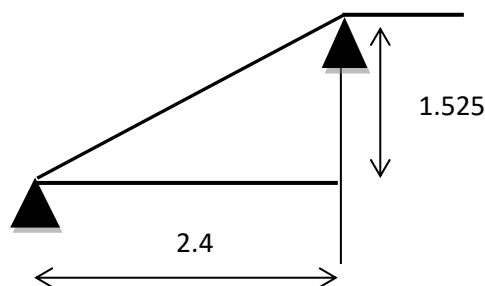


Fig.III.4. Schéma statique de l'escalier.

Paillasse : $G=8,16\text{KN/ml}$; $Q=2,5\text{KN/m}$

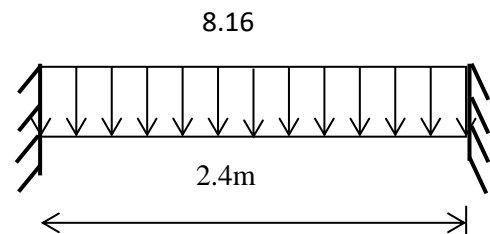


Fig.III.5. La charge équivalente.

❖ **A l'état limite ultime :**

f_{c28} (MPa)	θ	f_{t28} (MPa)	γ_b	γ_b	d(cm)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
25	1	2,1	1,5	1,15	13	14,2	400	348

Tab.III.1. Différents coefficients pour le calcul de ferrailage.

$$\left\{ \begin{array}{l} qu=1,35G+1,5Q \\ \text{Paillasse : } q_2=1,35 \times 8,16 + 1,5 \times 2,5 = 14,76\text{KN/ml} \end{array} \right.$$

Le calcul se fera pour une bande de 1ml.

✓ **Calcule les moments :**

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{qu.l^2}{8} = (14.76 \times (2.4)^2) / 8 = 10.63 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui :

$$M_1 = 0,5M_0 = 0,5 \times 10.63 = 5.316 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 10.63 = 9.037 \text{ KN.m}$$

❖ **A l'état limite de service :**

$$q_s = G + Q.$$

$$q_s = 10,66.$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{qs.l^2}{8} = (10.66 \times (2.4)^2) / 8 = 7.675 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui :

$$M_1 = 0,5M_0 = 0,5 \times 7.675 = 3.83 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 7.675 = 6.524 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul de ferrailage :**

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml.

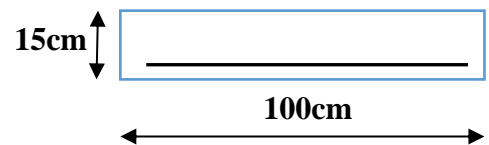
La section du béton est : $A = (b \times h) = (100.15) \text{ cm}^2$.

La hauteur utile $d = h - c - \varphi / 2 = 15 - 1,5 - 1/2 = 13 \text{ cm}$

c : c'est l'enrobage des armatures : $c \geq 1 \text{ cm}$ soit $c = 1,5 \text{ cm}$.

h : c'est l'épaisseur de la paillasse ($e = 15 \text{ cm}$).

φ : c'est le diamètre des armatures (en générale $\varphi = 1$ pour les dalles pleines).

✓ **Calcul des armatures :**

Pour les calculs on utilise les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \text{ Avec: } b = 100 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) ; z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$A_{smin} = \frac{0,23 b,d,f_{t28}}{f_e} ; A_s = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s}$$

Les résultats de calcul est donné dans le tableau suivant :

✓ Les armatures longitudinales :

<i>section</i>	<i>Sur appui</i>	<i>en travée</i>
<i>Mu (KN,m)</i>	5.316	9.037
<i>b (cm)</i>	100.000	100.000
<i>d (cm)</i>	13.000	13.000
<i>μ bu</i>	0.022	0.038
<i>α</i>	0.028	0.048
<i>Z(cm)</i>	12.854	12.750
<i>f_{su}(Mpa)</i>	347.826	347.826
<i>As(cm²)</i>	1.189	2.038
<i>Amin(cm²)</i>	1.570	1.570
<i>As>Amin</i>	CV	CV
<i>A_{adopte}(cm²)</i>	5HA10=3.93	5HA10=3.93
<i>St(cm)</i>	20.000	20.000
<i>St_{max}(cm)</i>	33.000	33.000
<i>St<St_{max}</i>	CV	CV

Tab.III.2. Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier.

• Condition de non fragilité :

$$A_{smin} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / 400 = 1,51 \text{ cm}^2 ; e = 15 \text{ cm.}$$

En travée : $A_{smin} < A_s \dots\dots\dots CV$

En appuis : $A_{smin} < A_s \dots\dots\dots CV$

❖ Espacement maximal :

$$S_{t \leq} \min (3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33) = 33\text{cm.}$$

➤ En travée : $S_t = 100/6 = 16,67\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots C.V.$

➤ En appuis : $S_t = 100/6 = 16,67\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots C.V.$

❖ **Armatures de répartition :**

- En travée :

$$A_s = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2 ; st = 20 \text{ cm.}$$

- Sur appuis : $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2 ; st = 20 \text{ cm.}$

❖ **Vérification :**

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\text{On a : } \overline{\tau}_u = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b , 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ Mpa.}$$

$$V_u = q_{eq} \times l/2 = 10.63 \times 2.4/2 = 17.719 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u / b.d = 17.719 \times 10^3 / 1000 \times 130 = 0,136 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,136 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

➤ **Vérification à l'ELS :**

Vérification des contraintes :

$$\text{Soit : } \alpha \leq (\gamma - 1) / 2 + f_{c28} / 100 = 0,44$$

• **En travée :** $\gamma = M_u / M_{ser} = 9.037 / 6.524 = 1,382$

$$\alpha = 0,048 \leq 0,44 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

• **Sur appui :** $\gamma = M_u / M_{ser} = 5.316 / 3.838 = 1,382$

$$\alpha = 0,028 \leq 0,44 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Les conditions précédentes sont vérifiées, donc la vérification des contraintes n'est pas Nécessaire.

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'impose pas.

$$h/l > 1/16 \quad 0,15/2.4 = 0,06250 \geq 0.0625 \dots\dots\dots (\text{C.NV})$$

$$h/l > M_{tu} / (10 \times M_0) \quad 0,0625 \leq 0,085 \dots\dots\dots (\text{C.NV})$$

$$A_s / b.d \leq 4,2 / f_e \quad \frac{3,93}{100 \times 13} = 2,98 \times 10^{-3} \leq 0,0105 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées alors le calcul de la flèche s'imposera.

➤ **Calcul de la flèche :**

Selon la méthode de BAEL91 la flèche totale est donnée par :

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

f_{gi} , f_{gv} : les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : La flèche due à l'ensemble des charges appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : La flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément.

Cette flèche ne doit pas dépasser $L/500$.

$$\text{D'après le BAEL91 on a : } f_i = \frac{Ml^2}{10E_i I_{fi}}, f_v = \frac{Ml^2}{10E_v I_{fv}}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène réduite "I" :**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta \times A_s (d - y)^2$$

Avec : y est la position de l'axe neutre.

η est le coefficient d'équivalence=15

➤ **Calcul de y :**

On a:

$$b \cdot y^2 - 2 \times \eta \times A_s (d - y) = 0$$

$$by^2 + 30 \times A_s y - 30 \times d \cdot A_s = 0 \quad \text{Avec : } A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$100y^2 + 30 \times 3.93y - 30 \times 13 \times 3.93 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 791,821$$

$$\text{Alors : } y = 3,36 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène "I₀" :**

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \times h \left(\frac{h}{2} - v \right)^2 + 15 \times A_s (d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s} \text{ et } \rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{5 \cdot \rho} \quad \text{et } \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

$Y (cm)$	$I (cm^4)$	$V(cm)$	$I_0(cm^4)$	ρ	λ_i	λ_v
3.370	6742.599	7.708	29840.806	0.003	6.947	2.779

Tab.III.3. Différents coefficients pour le calcul de la flèche.

a. Calcul la flèche instantanée due à G : " f_{gi} " :

La combinaison : $q = G$ le calcul sera fait pour 1ml

"G" : charge permanente avec revêtement.

- Paillasse1 : $q = 8,16$ KN/ml.

➤ **Calcul du moment :**

Moment isostatique :

$$M_0 = q \times l^2 / 8 = 5.18 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui :

$$M_1 = 0,5M_0 = 0,5 \times 5.18 = 2.59 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 5.18 = 4.406 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = 106,99 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1,75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma + f_{t28}} \right] = -0.083$$

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 77349 \text{ cm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{M_s L^2}{10 \cdot I_{fi} \cdot E_i} = 0.116 \text{ mm}$$

b. Calcul la flèche différée due à G : " f_{gv} " :

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 42643,596 \text{ cm}^4$$

$$f_{gv} = \frac{M_s L^2}{10 \cdot I_{fv} \cdot E_v} = 0.623 \text{ mm}$$

c. Calcul la flèche due à G + Q : " f_{pi} " :

$$q = 10.66 \text{ KN/ml}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = q \times l^2 / 8 = 7.675 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui :

$$M_1 = 0,5M_0 = 0,5 \times 7.675 = 3.837 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 7.675 = 6.524 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{pi} = \frac{15M_s(d-y)}{I} = 139.771 \text{ MPa}$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1,75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma + f_{t28}} \right] = 0.03$$

$$I_{fp} = \frac{(1,1I_0)}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 27104.472 \text{ cm}^4$$

$$f_{pi} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} = 0.431 \text{ mm}$$

d. Calcul La flèche instantanée due à j : " f_{ji} " :

La combinaison : q = j

J : la charge permanente avant la mise en place du revêtement :

La paillasse : j = 8,16 – 1,6 = 6,56 KN/m²

➤ **Calcul de la charge équivalente :**

$$J = 6.563 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcule les moments :**

Moment isostatique :

$$M_0 = q_{eq} \times l^2 / 8 = 4.725 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui :

$$M_1 = 0,5M_0 = 0,5 \times 4.725 = 2.363 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 4.725 = 4.017 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_j = \frac{15M_s(d-y)}{I} = 86.052 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1,75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma + f_{t28}} \right] = -0.17$$

$$I_{fj} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 180260,89 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = 0.012 \text{ mm}$$

e. Calcul de la flèche admissible « \bar{f} » :

$$\bar{f} = L / 500 = 240 / 500 = 4.8 \text{ mm}$$

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

$$\Delta f = 0.623 - 0.116 + 0.431 - (-0.04) = 0.979 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 0.979 \text{ mm} < \bar{f} = 4.8 \text{ mm} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

. III.3.3. Etude de la poutre noyée :

La poutre noyée est une poutre incorporée dans les planchers et elle est destinée à reprendre les charges telle que :

- Poids propre.
- Poids de dalle.

Elle est encadrée dans les voiles et fléchit d'une manière proportionnelle au fléchissement des dalles auxquelles elle fait partie. La poutre noyée a une hauteur égale à l'épaisseur de la dalle (15cm) et une largeur de 30cm.

❖ Calcul des sollicitations :

➤ Evaluation de charge :

Poids propre de la poutre : $G = 0,15 \cdot 0,30 \cdot 25 = 1,125 \text{ KN/m}$.

Poids de la dalle : $G' = 6,35 \text{ KN/ml}$

Alors, $G_{TOT} = 6,35 + 1,125 = 7,475 \text{ KN/m}$; $Q = 2,5 \text{ KN/m}$

A ELU :

$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot 7,475 + 1,5 \cdot 2,5 = 13,84 \text{ KN/m}$.

-Moment fléchissant :

Moment isostatique : $M_0 = ql^2/8 = 13,84 \cdot 2,65^2/8 = 12,15 \text{ KN.m}$

Moment sur appui : $M_a = 0,4M_0 = 0,4 \cdot 12,15 = 4,86 \text{ KN/m}$.

Moment en travée : $M_t = 0,75M_0 = 0,75 \cdot 12,15 = 9,113 \text{ KN.m}$

-Effort tranchant : $V_u = ql/2 = 18,34 \text{ KN}$

A ELS:

$q_{ser} = G + Q = 7,475 + 2,5 = 9,975 \text{ KN/m}$.

-Moment fléchissant :

Moment isostatique : $M_0 = ql^2/8 = 9,975 \cdot 2,65^2/8 = 8,756 \text{ KN.m}$

Moment sur appui : $M_a = 0,4M_0 = 0,4 \cdot 8,756 = 3,502 \text{ KN/m}$.

Moment en travée: $M_t=0,75M_0=0,75 \times 8,756=6,567 \text{KN} \cdot \text{m}$

❖ **Ferrailage :**

➤ **Calcul des armatures :**

Pour le calcul, on utilise les formules suivantes : (le calcul se fera par assimilation à la flexion simple)

On a une section $(b \times h) = (30 \times 15) \text{cm}^2$.

$f_{c28}(\text{MPa})$	θ	$f_{t28}(\text{MPa})$	γ_b	γ_s	$d(\text{mm})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	$f_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
25	1	2,1	1,5	1,15	145	14,2	400	348

Tab.III.4. Différents coefficients pour le calcul de ferrailage.

On détermine les paramètres suivants :

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{Mu}{Z\sigma_s} \quad ; \quad A_{s, \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

<i>section</i>	<i>sur appuis</i>	<i>en travée</i>
$M_u (\text{KN}, \text{m})$	4,860	9,113
$b (\text{cm})$	100,000	100,000
$d (\text{cm})$	12,500	12,500
μ_{bu}	0,020	0,038
α	0,026	0,048
$Z(\text{cm})$	12,372	12,258
$f_{su}(\text{Mpa})$	347,826	347,826
$A_s(\text{cm}^2)$	1,129	2,137
$A_{\min}(\text{cm}^2)$	1,509	1,509
$A_s > A_{\min}$	CV	CV
$A_{\text{adopte}}(\text{cm}^2)$	3HA12=3,39	3HA14=4,62
$St(\text{cm})$	11,250	11,250
$S_{\max}(\text{cm})$	33,000	33,000
$St < S_{\max}$	CV	CV

Tableau.III.5. Résultats du calcul du ferrailage escalier

- **Vérification de la contrainte tangentielle à l'ELU :**

Il faut que : $\tau_t \leq \bar{\tau}$

Avec : $\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\}$ Fissuration non préjudiciable $\Rightarrow \bar{\tau} = 3,33MPa$

$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$ Avec : T_u l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.

$$\tau_u = \frac{18,34 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0,147MPa \leq \bar{\tau} = 3,33MPa \dots cv$$

- **Espacement maximal :**

$$S_{t \leq} \min (0.9d, 40cm) = \min(0.9 \times 12,5; 40) = 11,25cm.$$

$$\phi_{t \leq} \min (h/35, b_0/10, \phi) = 4.85mm \dots \dots \dots \text{on prend un cadre } \phi 8 \text{ a chaque } 14 \text{ cm}$$

$$A_{t \leq} \geq \frac{f_{ct}}{f_{ct}} \times S_t \geq \max (\tau_u/2; 0.40MPa) = (0,012; 0,40) = 0,40MPa \dots \dots \dots A_{t \leq} \geq 0,334cm^2.$$

Donc, on adopte: $\phi_t = 8mm \dots \dots \dots 2\phi 8 = 1.01cm^2 > 0.334cm^2$.

- **Vérification des contraintes de béton à l'ELS :**

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$

En travée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{20.27}{14.66} = 1.38$$

$$\left(\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) = 0.44$$

Donc : $\alpha = 0.078 < 0.44 \dots \dots \dots Cv$

Sur appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{10.81}{7.82} = 1.38$$

$$\left(\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) = 0.44$$

Donc : $\alpha = 0.04 < 0.44 \dots \dots \dots Cv$.

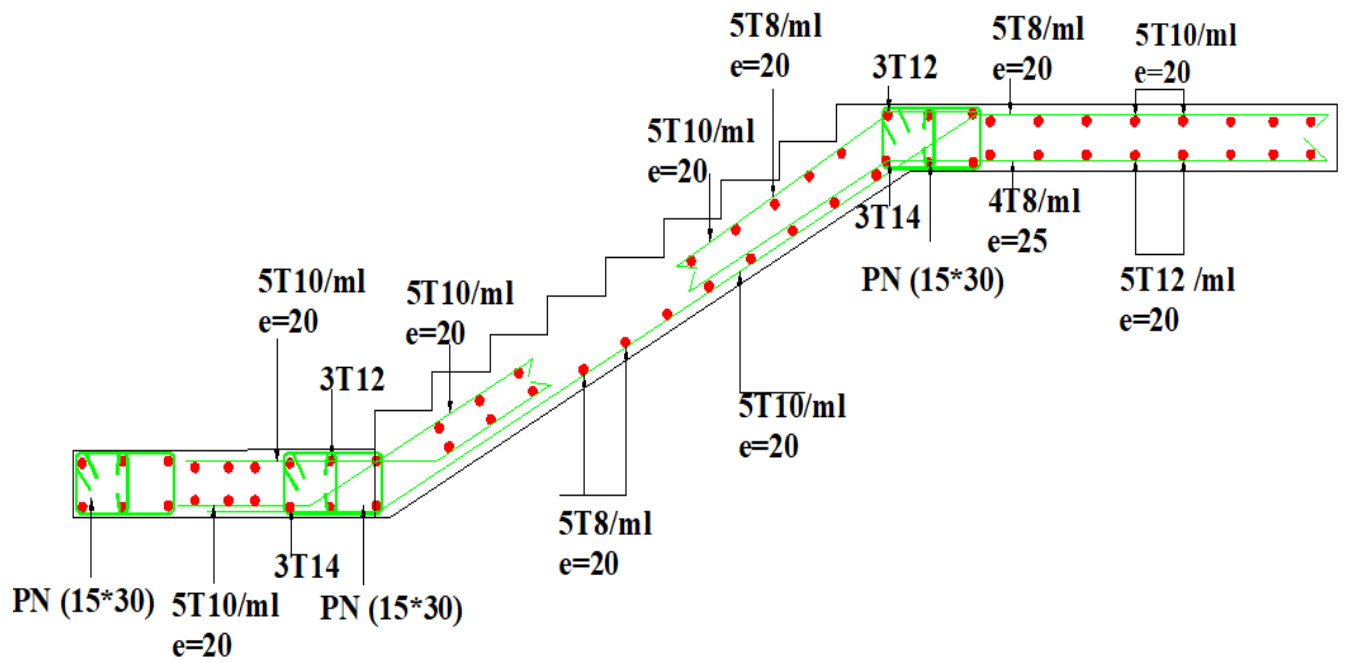


Fig.III.6. Ferrailage des escaliers.

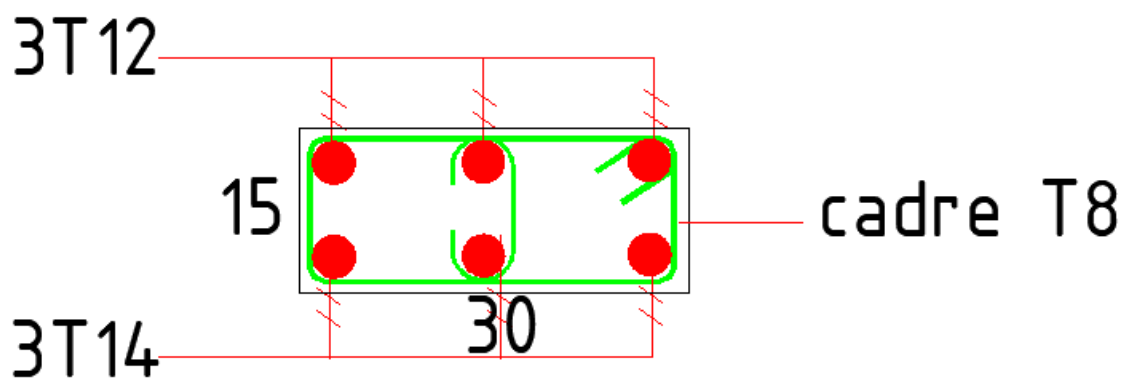


Figure III.7 : Schéma du ferrailage de la poutre noyée.

III.4. PALIER

- Calcul de α :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,6}{2,5} = 0,64 > 0,4 ; \text{Danc La dalle travaille dans les deux sens}$$

Notre type de panneau de dalle pleine :

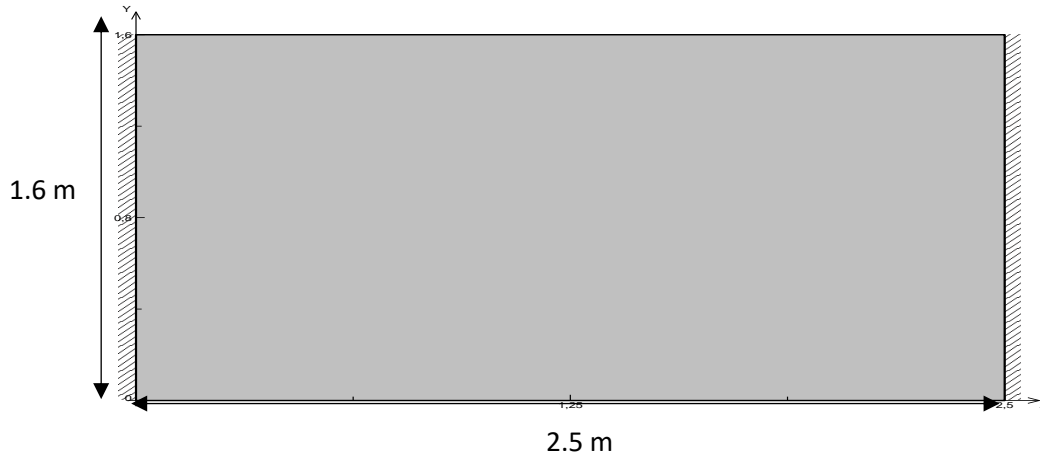


Fig.III.8. Dimensions du plancher.

III.4.1. Evaluation des charges :

La Charge permanente palier : $G = 5,35 \text{ KN/m}^2$

La Charge permanente paillasse : $G = 8,16 \text{ KN/m}^2$

La Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Poids du mur extérieur : $P = 7,97 \text{ KN/ml}$

III.4.1.2. Sollicitations :

- ❖ Calcul des sollicitations :

- Evaluation de charge :

Poids de la dalle : $G = 6,35 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots$

Alors, $GTOT = 5,35 + 8,16 + 3,78 = 17,29 \text{ KN/m}$; $Q = 2,5 \text{ KN/m}$

A ELU :

$$qu = 1,35G + 1,5Q = 1,35 * 17,29 + 1,5 * 2,5 = 27,09 \text{ KN/m.}$$

-Moment fléchissant :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = ql^2/8 = 27,09 * 2,65^2/8 = 23,78 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } Ma = 0,5M_0 = 0,5 * 23,78 = 11,89 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Moment en travée: } Mt = 0,85M_0 = 0,85 * 23,78 = 20,215 \text{ KN .m}$$

$$\text{-Effort tranchant : } Vu = ql/2 = 74,321 \text{ KN}$$

A ELS:

$$q_{ser}=G+Q=17,29+2,5=19,79\text{KN/m.}$$

-Moment fléchissant :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = ql^2/8 = 19,79 \cdot 2,65^2/8 = 17,37\text{KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0,5M_0 = 0,5 \cdot 17,37 = 8,687\text{KN.m .}$$

$$\text{Moment en travée: } M_t = 0,85M_0 = 0,85 \cdot 17,37 = 14,76\text{KN .m}$$

III.4.1.3. Calcul de ferrailage :

La dalle est calculée comme une poutre de section rectangulaire de longueur $b = 1,00\text{m}$ et une hauteur libre utile $h = 0,15\text{m}$ soumise à la flexion simple

Calcul de ferrailage :

$$\text{On a : } \phi_x; \phi_y \leq h/10 = 15/10 = \mathbf{1\text{cm}}$$

$$d_x = h - c - \phi_x/2 = 12,5 \text{ cm}$$

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) \quad ; \quad Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \mathbf{33\text{cm}} \quad (\text{sens x-x})$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Section	Sur appui	En Travée
<i>Mu(KN.m)</i>	11,891	20,215
<i>b (m)</i>	1,000	1,000
<i>d (cm)</i>	12,500	12,500
μ	0,054	0,091
α	0,065	0,120
<i>Z (cm)</i>	12,826	11,902
<i>Fsu (MPa)</i>	347,826	347,826
<i>As (cm²)</i>	2,665	4,881
<i>As (min)</i>	1,509	
<i>As adop (cm²)</i>	6T10=4,716	6T12=6,79
<i>St (cm)</i>	15,000	15,000
<i>Stmax (cm)</i>	33,000	33,000
<i>St<St max</i>	C.V	C.V

Tab.III.6. Ferrailage de panneau à l'ELU.

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} \tau_u = \frac{V_u}{b_0, d}$$

$V_u = 74,321$ KN

$$\tau_u = \frac{74321}{1000 \times 125} = 0,646 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\tau}_u = \frac{0,07}{1.5} \times 25 = 1,167 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\tau_u = 0,646 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

• Vérification à l'ELS :

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les Contraintes dans le béton comprimé (σ_{bc}) et dans l'acier tendue (σ_{st}) ne dépassent pas la contrainte limite .

La fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) ; \eta = 1,6 \text{ (HA)}$.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,66 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa.}$$

<i>Section</i>	<i>Sur appui</i>	<i>En Travée</i>
<i>M_{ser} (KN.m)</i>	8,687	14,767
<i>b (cm)</i>	100,000	100,000
<i>h (cm)</i>	15,000	15,000
<i>d (cm)</i>	12,500	12,500
<i>A_{s adop} (cm²)</i>	4,716	6,790
<i>D (cm)</i>	0,707	1,019
<i>E (cm²)</i>	17,685	25,463
<i>Y_{ser} (cm)</i>	3,557	4,129
<i>I (cm⁴)</i>	7157,726	9483,462
<i>K (N/mm³)</i>	0,121	0,156
<i>σ_{st} (Mpa)</i>	201,633	201,633
<i>σ_(bc) (Mpa)</i>	15,000	15,000
<i>σ_{st} (Mpa)</i>	162,796	195,515
<i>σ_(bc) (Mpa)</i>	4,317	6,430
<i>σ_(bc) < σ_(bc)</i>	<i>C.V</i>	<i>C.V</i>
<i>σ_{st} < σ_{st}</i>	<i>C.V</i>	<i>C.V</i>

Tab.III.7. Vérification des contraintes à l'ELS.

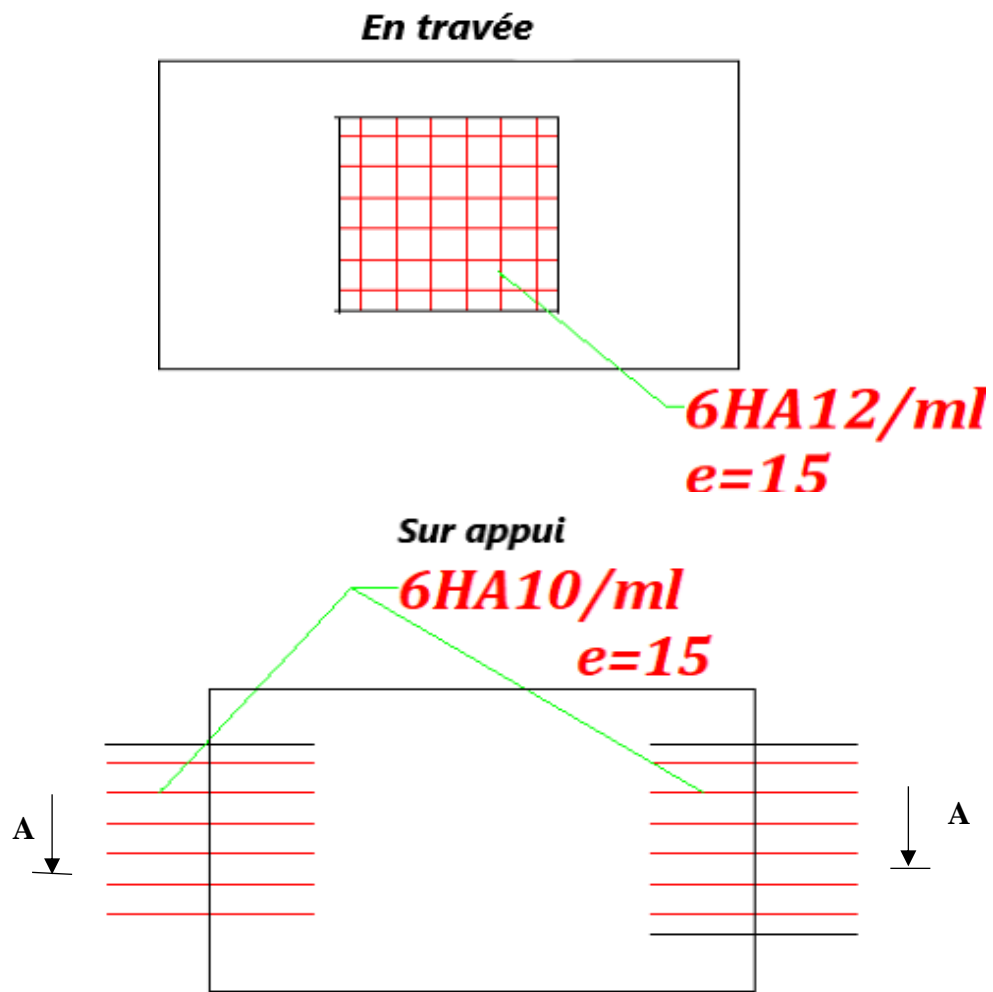


Figure III.9 : Schémas du ferrailage du palier

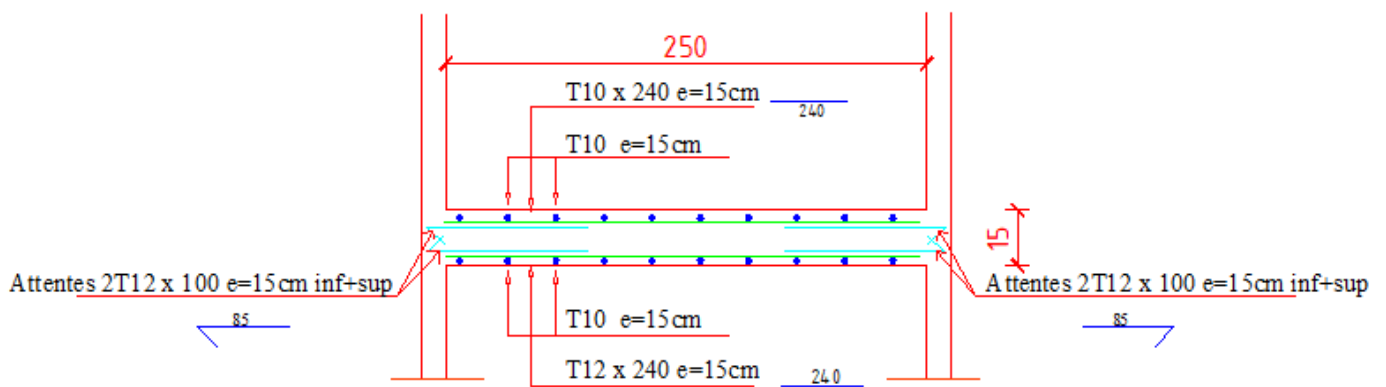


Figure III.10 : Schémas du ferrailage coupe AA

III.5. Plancher à dalle plein :

Une dalle est caractérisée par ses dimensions en plans L_x et L_y et nous désignons par L_x ; la plus petite dimension on aura donc $L_x \leq L_y$, il y a deux modes de travail des dalles qui sont déterminés en fonction du rapport L_x/L_y

$$\frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \quad : \text{ dalle porte dans un seul sens.}$$

$$0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \quad : \text{ dalle porte dans les deux sens.}$$

III.5.1. Panneau da dalle N°01 :

III.5.1.1. Plancher terrasse :

➤ **Étape de calcul :**

• **Calcul de α :**

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{6,2}{9,95} = 0,623 > 0,4 ; \text{ Danc La dalle travaille dans les deux sens}$$

Notre type de panneau de dalle plein :

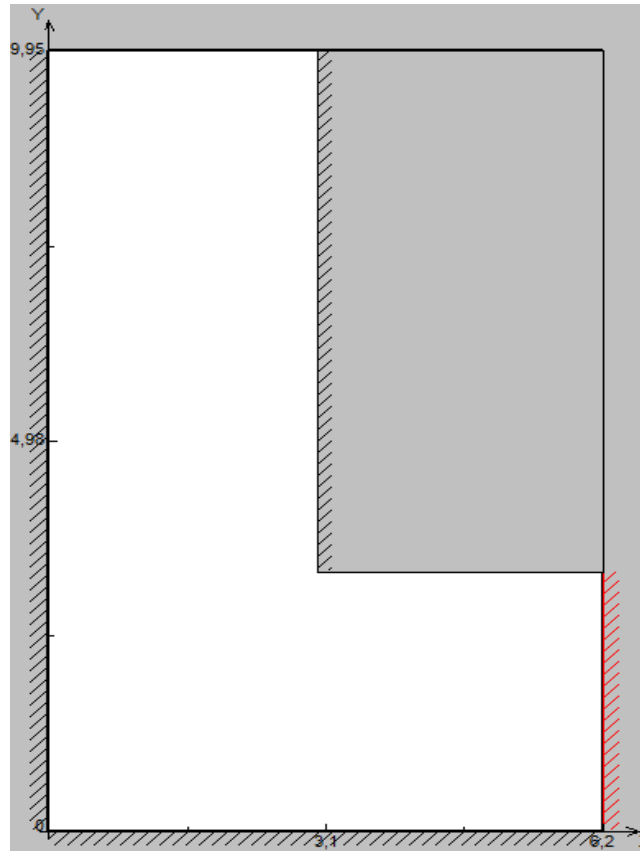


Fig.III.11. Dimensions du plancher.

III.5.1.1.1. Evaluation des charges :

La Charge permanente : $G = 6,83 \text{ KN/m}^2$

La Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Poids du l'acrotère : $P = 1,88 \text{ KN/ml}$

III.5.1.1.2. Sollicitations :

ELU :

	Type	Valeur	Coeff
G	Uniforme	6,83	1,35
Q	Uniforme	1	1,5
P₁	Linge // X	1,88	1,35
P₂	Linge // Y	1,88	1,35
P₃	Linge // Y	1,88	1,35

Tab.III.8. Type des charges à L'ELU.

Selon le SOCOTEC, les résultats obtenus sont :

	<i>x</i>	<i>y</i>	<i>MXX</i>
	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>kN*m/m</i>
<i>Sur appui</i>	3,13	3,16	-11,04
<i>En travée</i>	4,47	3,16	5,25
	<i>x</i>	<i>y</i>	<i>MYY</i>
	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>kN*m/m</i>
<i>Sur appui</i>	2,85	3,16	-13,8
<i>En travée</i>	3,13	1,79	5,51
	<i>x</i>	<i>y</i>	<i>TZX</i>
	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>kN/m</i>
<i>min</i>	3,13	3,16	-91,04
<i>max</i>	2,85	3,16	69,53
	<i>x</i>	<i>y</i>	<i>TZY</i>
	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>kN/m</i>
<i>min</i>	2,85	3,44	-24,53
<i>max</i>	2,85	3,16	80,04

Tab.III.9. Les résultats des efforts à l'ELU.

ELS :

	Type	Valeur	Coeff
G	Uniforme	6,83	1
Q	Uniforme	1	1
P₁	Linge // X	1,88	1
P₂	Linge // Y	1,88	1
P₃	Linge // Y	1,88	1

Tab.III.10. Type des charges à L'ELS.

Selon SOCOTEC les résultats obtenus sont :

	<i>x</i>	<i>y</i>	<i>MXX</i>
	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>kN*m/m</i>
<i>Sur appui</i>	3,13	3,16	-8,07
<i>En travée</i>	4,47	3,16	3,84
	<i>x</i>	<i>y</i>	<i>MYY</i>
	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>kN*m/m</i>
<i>Sur appui</i>	2,85	3,16	-10,08
<i>En travée</i>	3,13	1,79	4,02

Tab.III.11. Les résultats des efforts à l'ELS.

III.5.1.1.3. Calcul de ferrailage :

La dalle est calculée comme une poutre de section rectangulaire de longueur $b = 1,00\text{m}$ et une hauteur libre utile $h = 0,15\text{m}$ soumise à la flexion simple

Calcul de ferrailage :

On a : $\phi_x, \phi_y \leq h/10 = 15/10 = 1\text{cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} d_x = h - c - \phi_x / 2 = 12,5 \text{ cm} \\ d_y = d_x - 1 = 11,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2.\mu}) \quad ; \quad Z = d(1 - 0,4.\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z.\sigma_s} \quad ; \quad A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$S_t \leq \min(4.h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \quad (\text{sens y-y})$$

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \quad (\text{sens x-x})$$

a- Plancher terrasse : Les résultats sont dans le tableau suivant :

Sens	X-X		Y-Y	
	sur appui	En Travee	sur appui	En Travee
<i>Mu(KN.m)</i>	-11,040	5,250	-13,800	5,510
<i>b (m)</i>	1,000	1,000	1,000	1,000
<i>d (cm)</i>	12,500	12,500	11,500	11,500
<i>μ</i>	0,050	0,024	0,062	0,025
<i>α</i>	0,064	0,030	0,080	0,031
<i>Z (cm)</i>	12,181	12,350	11,130	11,355
<i>Fsu (MPa)</i>	347,826	347,826	347,826	347,826
<i>As (cm²)</i>	2,606	1,222	3,563	1,394
<i>As (min)</i>	1,509		1,389	
<i>As adop (cm²)</i>	4T10=3,14	5T8=2,51	5T10=3,93	5T8=2,51
<i>St (cm)</i>	25,000	20,000	20,000	20,000
<i>Stmax (cm)</i>	33,000	33,000	45,000	45,000
<i>St < St max</i>	C.V	C.V	C.V	C.V

Tab.III.12. Ferrailage de panneau à l'ELU.

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} \quad \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

$$V_u = T_{ZY} = 91,04 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{SOCOTEC}$$

$$\tau_u = \frac{91040}{1000 \times 125} = 0,728 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\tau}_u = \frac{0,07}{1,5} \times 25 = 1,167 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\tau_u = 0,728 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

• Vérification à l'ELS :

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les Contraintes dans le béton comprimé (σ_{bc}) et dans l'acier tendue (σ_{st}) ne dépassent pas la contrainte limite .

$$\text{La fissuration est préjudiciable} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) ; \eta = 1,6 \text{ (HA).}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,66 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa.}$$

Sens	SENS X-X		SENS Y-Y	
	sur appui	En Travee	sur appui	En travee
<i>Mser (KN.m)</i>	-8,070	3,840	-10,080	4,020
<i>b (cm)</i>	100,000	100,000	100,000	100,000
<i>h (cm)</i>	15,000	15,000	15,000	15,000
<i>d (cm)</i>	12,500	12,500	11,500	11,500
<i>As adop (cm²)</i>	3,140	2,510	3,930	2,510
<i>D (cm)</i>	0,471	0,377	0,590	0,377
<i>E (cm²)</i>	11,775	9,413	13,559	8,660
<i>Yser (cm)</i>	2,993	2,714	3,140	2,590
<i>I (cm⁴)</i>	5150,756	4271,941	5151,963	3568,095
<i>K (N/mm³)</i>	0,157	0,090	0,196	0,113
<i>σ_{st} (Mpa)</i>	201,633	201,633	201,633	201,633
<i>σ(bc) (Mpa)</i>	15,000	15,000	15,000	15,000
<i>σ_{st} (Mpa)</i>	223,436	131,941	245,362	150,574
<i>σ(bc) (Mpa)</i>	4,689	2,440	6,143	2,918
<i>σ(bc) < σ_{bc}</i>	C.V	C.V	C.V	C.V
<i>σ_{st} < σ_{st}</i>	CNV	C.V	CNV	C.V

Tab.III.13. Vérification des contraintes à l'ELS.

- Calcul les armatures à l'ELS :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

- Vérification de la contrainte de béton :

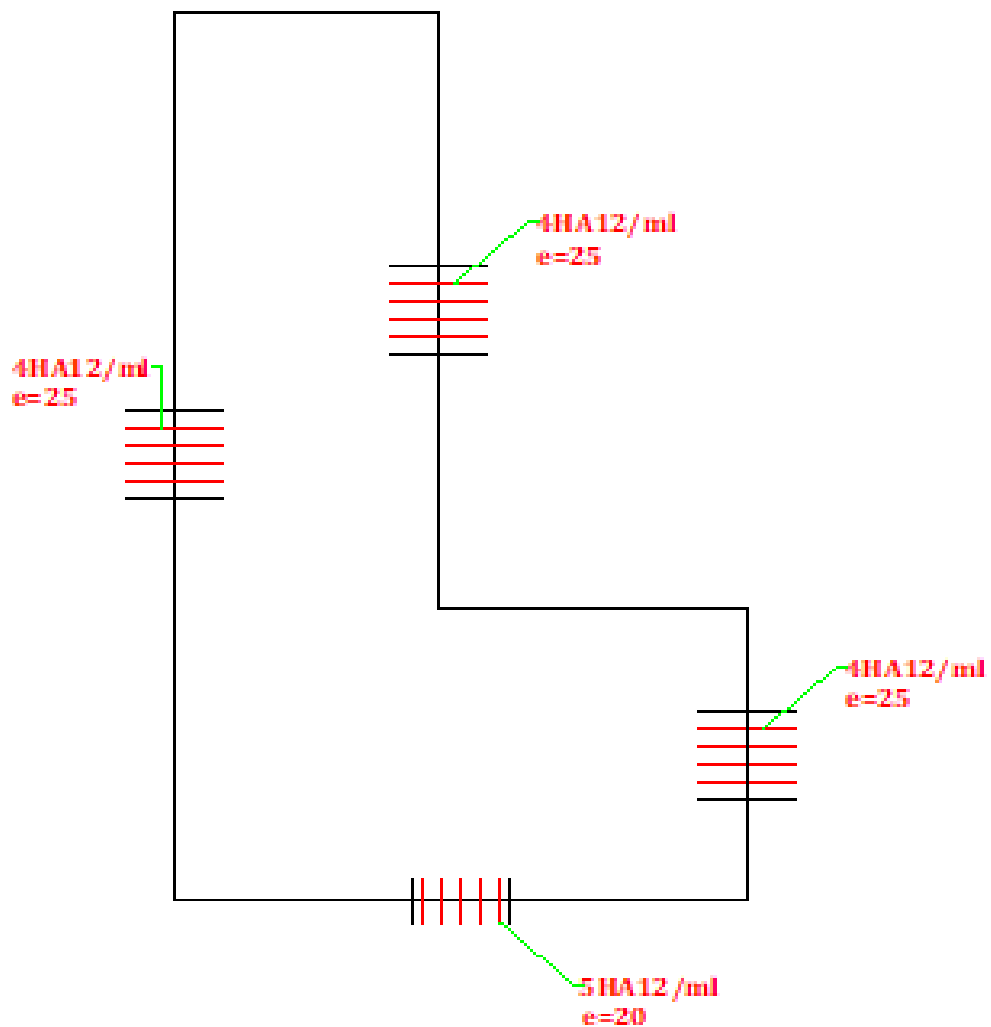
$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- Calcul à L'ELS:

M_{SER} (KN.m)	μ_s	K	β	A_{ser} cm ²	σ_{bc}	$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}$	AS adopté (cm ²)	St (cm)
-8,070	0,0026	44,450	0,916	3,496	4,536	Verified	4HA12=4,52	25,000
3,840	0,0012	69,570	0,941	1,619	2,898	Verified	4HA10=3,14	25,000
-10,080	0,0038	35,320	0,901	4,827	5,709	Verified	5HA12=5,65	20,000
4,020	0,0015	61,370	0,935	1,855	3,286	Verified	4HA10=3,14	25,000

Tab.III.14. Ferrillage à l'ELS.

En appuis :



En travée :

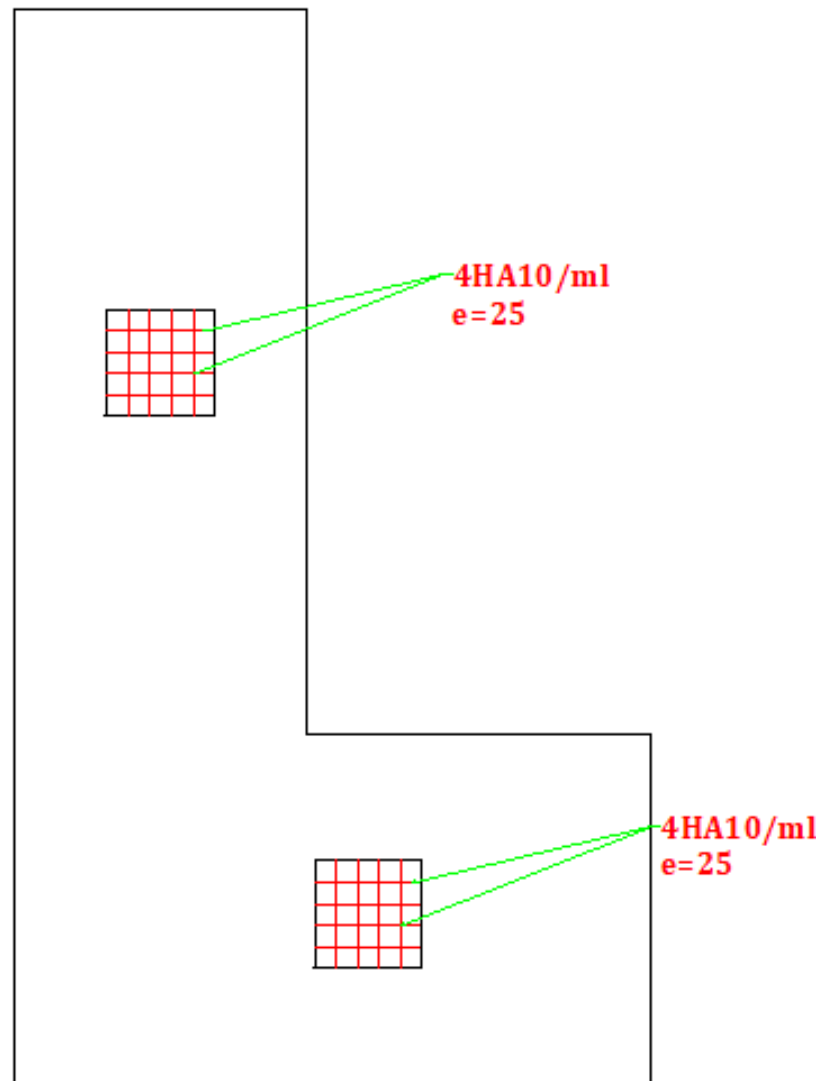


Fig.III.12. Ferrailage de plancher terrasse.

III.5.1.2. Plancher étage courant :

III.5.1.2.1. Evaluation des charges :

La Charge permanente : $G = 6,35 \text{ KN/m}^2$

La Charge d'exploitation : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

Poids du mur extérieur : $P = 2,75 \times (3,05 - 0,15) = 7,97 \text{ KN/ml}$

III.5.1.2.2. Sollicitations :

ELU :

ELU	Type	Valeur	Coeff
G	Uniforme	6,35	1,35
Q	Uniforme	1,5	1,5
P1	Linge // X	7,97	1,35
P2	Linge // X	7,97	1,35

Tab.III.15. Type des charges à L'ELU.

Selon le SOCOTEC, les résultats obtenus sont :

ELU	x	y	MXX
	m	m	kN*m/m
Sur appui	6,2	3,16	-23,18
En travée	4,47	3,16	10,23
	x	y	MYY
	m	m	kN*m/m
Sur appui	2,85	3,16	-15,09
En travée	2,85	1,79	5,42
	x	y	TZX
	m	m	kN/m
Sur appui	3,13	3,16	-145
En travée	2,85	3,16	75,25
	x	y	TZY
	m	m	kN/m
Sur appui	2,85	3,44	-24,06
En travée	3,13	3,16	110,9

Tab.III.16. Les résultats des efforts à l'ELU.

ELS :

ELS	Type	Valeur	Coeff
G	Uniforme	6,35	1
Q	Uniforme	1,5	1
P1	Linge // X	7,97	1
P2	Linge // X	7,97	1

Tab.III.17. Type des charges à L'ELS.

Selon SOCOTEC. Les résultats obtenus sont :

ELS	x	y	MXX
	m	m	kN*m/m
Sur appui	6,2	3,16	-17,46
En travée	4,47	3,16	7,73
	x	y	MYY
	m	m	kN*m/m
Sur appui	2,85	3,16	-11,58
En travée	2,85	1,79	4,18

Tab.III.18. Les résultats des efforts à l'ELS.

III.5.1.2.3. Calcul de ferrailage :

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Sens	X-X		Y-Y	
	sur appui	En Travee	sur appui	En Travee
<i>Mu(KN.m)</i>	-23,180	10,230	-15,090	5,420
<i>b (m)</i>	1,000	1,000	1,000	1,000
<i>d (cm)</i>	12,500	12,500	11,500	11,500
μ	0,104	0,046	0,068	0,024
α	0,138	0,059	0,088	0,031
<i>Z (cm)</i>	11,809	12,205	11,095	11,358
<i>Fsu (MPa)</i>	347,826	347,826	347,826	347,826
<i>As (cm²)</i>	5,643	2,409	3,908	1,371
<i>As (min)</i>	1,509		1,389	
<i>As adop (cm²)</i>	5T12=5,65	5T8=2,51	5T10=3,93	5T8=2,51
<i>St (cm)</i>	20,000	20,000	20,000	20,000
<i>Stmax (cm)</i>	33,000	33,000	33,000	33,000
<i>St<St max</i>	C.V	C.V	C.V	C.V

Tab.II.19. Ferrailage de panneau à l'ELU.

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u < \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28} \tau_u = \frac{V_u}{b_0, d}$$

$V_u = T_{ZX} = 147,100 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{SOCOTEC}$

$$\tau_u = \frac{145000}{1000 \times 125} = 1,16 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\tau}_u = \frac{0,07}{1,5} \times 25 = 1,167 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\tau_u = 1,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv.}$$

• Vérification à l'ELS :

Sens	SENS X-X		SENS Y-Y	
	sur appui	En Travee	sur appui	En travee
<i>Mser (KN.m)</i>	-17,460	7,730	-11,580	4,180
<i>b (cm)</i>	100,000	100,000	100,000	100,000
<i>h (cm)</i>	15,000	15,000	15,000	15,000
<i>d (cm)</i>	12,500	12,500	11,500	11,500
<i>As adop (cm^2)</i>	5,650	2,510	3,930	2,510
<i>D (cm)</i>	0,848	0,377	0,590	0,377
<i>E (cm^2)</i>	21,188	9,413	13,559	8,660
<i>Yser (cm)</i>	3,833	2,714	3,140	2,590
<i>I (cm^4)</i>	8243,290	4271,941	5151,963	3568,095
<i>K (N/mm^3)</i>	0,212	0,181	0,225	0,117
<i>σst (Mpa)</i>	201,633	201,633	201,633	201,633
<i>σ(bc) (Mpa)</i>	15,000	15,000	15,000	15,000
<i>σst (Mpa)</i>	275,366	265,600	281,874	156,567
<i>σ(bc) (Mpa)</i>	8,118	4,912	7,057	3,034
<i>σ(bc) < σ(bc)</i>	C.V	C.V	C.V	C.V
<i>σst < σst</i>	CNV	CNV	CNV	C.V

Tab.III.20. Vérification des contraintes à l'ELS.

- Calcul les armatures à l'ELS :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

- Vérification de la contrainte de béton :

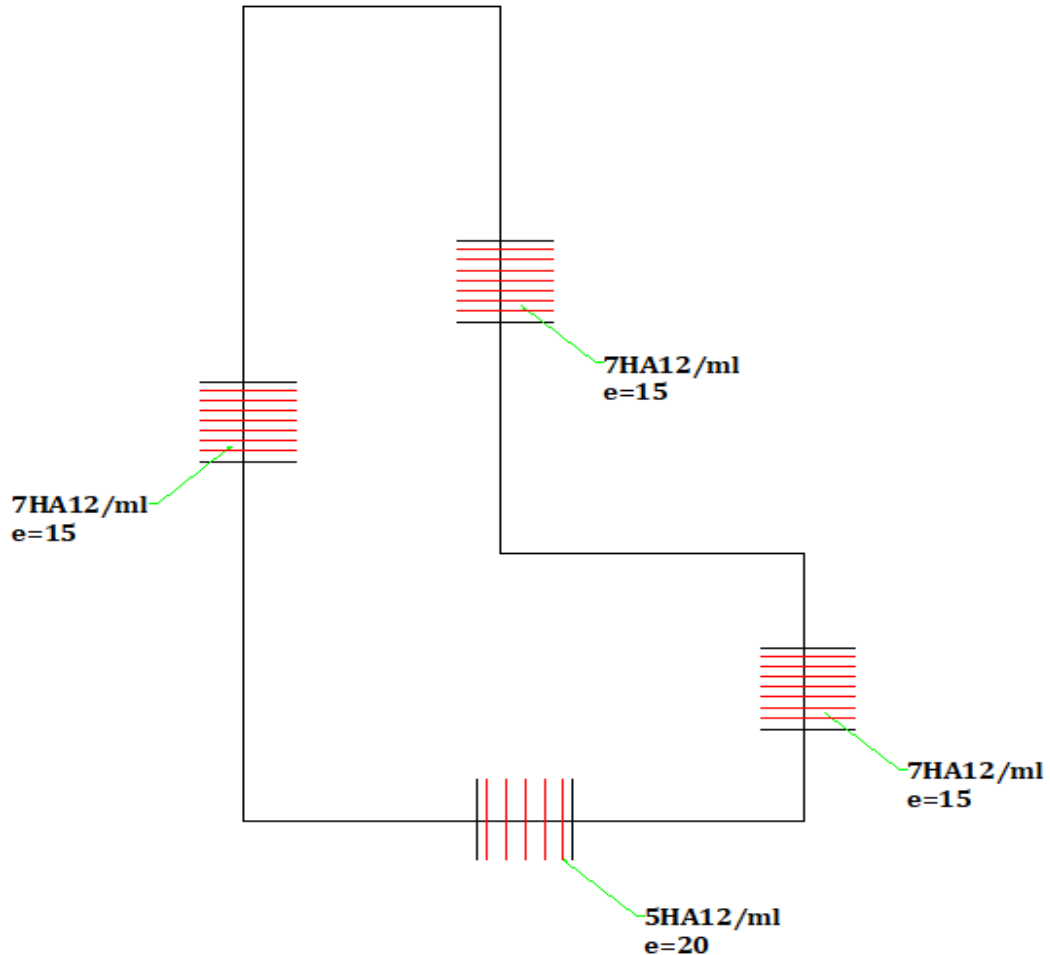
$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- Calcul à L'ELS:

MSER (KN.m)	μ_s	K	β	Aser cm2	σ_{bc}	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	AS adopté (cm2)	St (cm)
-17,460	0,0055	28,020	0,884	7,839	7,196	Verified	7HA12=7,92	14,286
7,730	0,0025	45,530	0,917	3,343	4,429	Verified	5HA10=3,93	20,000
-11,580	0,0043	32,730	0,895	5,578	6,161	Verified	5HA12=5,65	20,000
4,180	0,0016	59,020	0,933	1,933	3,416	Verified	4HA10=3,14	20,000

Tab.III.21. Ferrailage à l'ELS.

En appuis :



En travée :

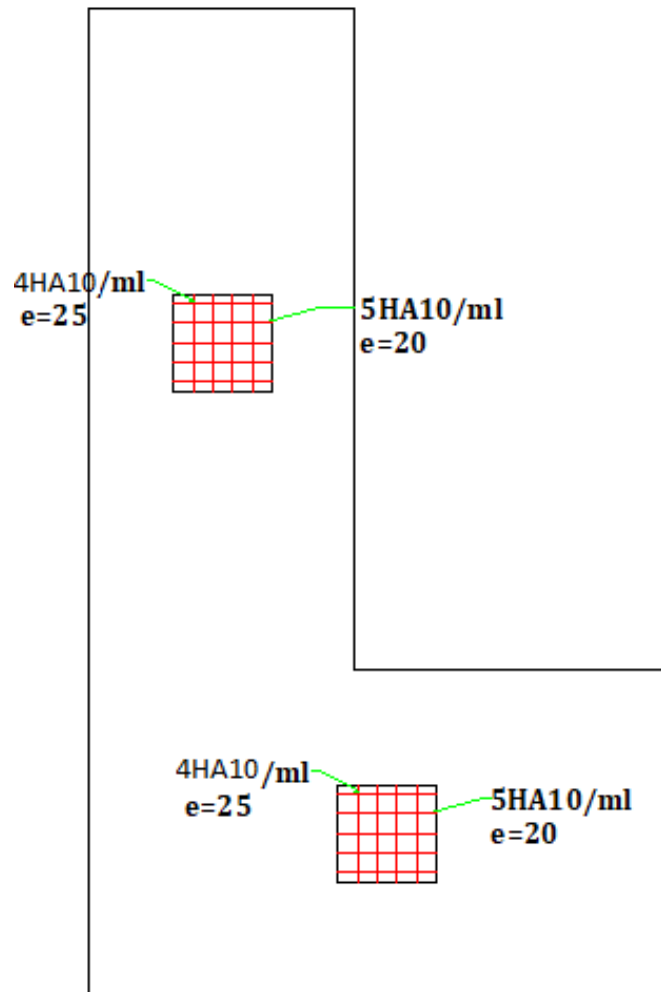
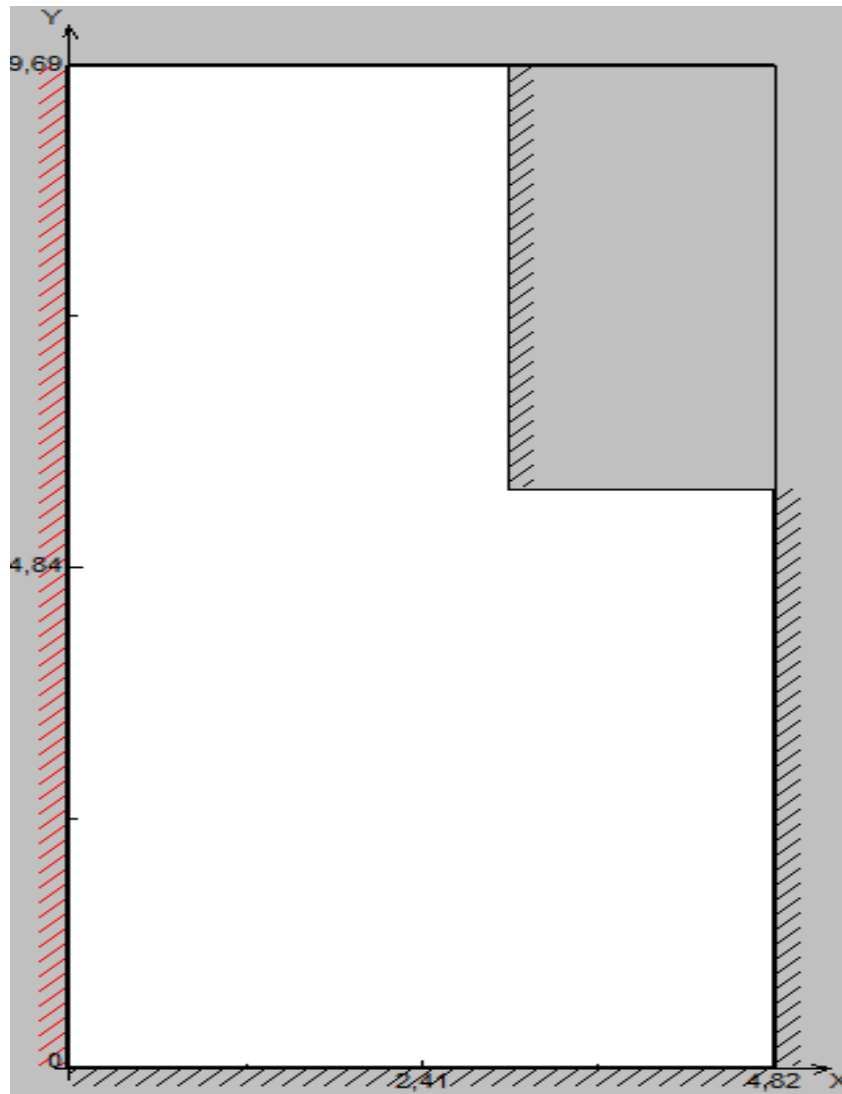


Fig.III.13. Ferrailage de plancher étage courant

III.5.2. Panneau da dalle N⁰² :**III.5.2.1. Plancher terrasse :****Fig.III.14. Dimensions du plancher.****III.5.2.1.1. Evaluation des charges:**

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur.

La Charge permanente : $G = 6,83 \text{ KN/m}^2$

La Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Poids de l'acrotère : $P=1,88 \text{ KN/ml}$

III.5.2.1.2. Sollicitations :

ELU :

	Type	Valeur	Coeff
G	Uniforme	6,83	1,35
Q	Uniforme	1	1,5
P1	Linge // X	1,88	1,35
P2	Linge // Y	1,88	1,35
P3	Linge // X	1,88	1,35

Tab.III.22. Type des charges à L'ELU.

Selon le SOCOTEC, les résultats obtenus sont :

	x	y	MXX
	m	m	kN*m/m
Sur appui	0	2,94	-16,05
En travée	2,25	2,94	7,29
	x	y	MYY
	m	m	kN*m/m
Sur appui	2,85	5,46	-15,51
En travée	2,55	2,94	4,89
	x	y	TZX
	m	m	kN/m
Sur appui	3,11	5,46	-70,29
En travée	2,85	5,46	77,36
	x	y	TZY
	m	m	kN/m
Sur appui	2,85	5,75	-30,5
En travée	2,85	5,46	89,58

Tab.III.23. les résultats des efforts à l'ELU.

ELS :

	Type	Valeur	Coeff
G	Uniforme	6,83	1
Q	Uniforme	1	1
P1	Linge // X	1,88	1
P2	Linge // Y	1,88	1
P3	Linge // X	1,88	1

Tab.III.24. Type des charges à L'ELS.

Selon SOCOTEC. Les résultats obtenus sont :

	x	y	MXX
	m	m	kN*m/m
Sur appui	0	2,94	-11,64
En travée	2,25	2,94	5,29
	x	y	MYY
	m	m	kN*m/m
Sur appui	2,85	5,46	-11,25
En travée	2,55	2,94	3,55

Tab.III.25. Les résultats des efforts à l'ELS.

III.5.2.1.3. Calcul des armatures :

Sens	X-X		Y-Y	
	sur appui	En Travée	sur appui	En Travée
<i>Mu(KN.m)</i>	-16,050	7,290	-15,510	4,890
<i>b (m)</i>	1,000	1,000	1,000	1,000
<i>d (cm)</i>	12,500	12,500	11,500	11,500
μ	0,072	0,033	0,070	0,022
α	0,094	0,042	0,091	0,028
<i>Z (cm)</i>	12,030	12,291	11,083	11,372
<i>Fsu (MPa)</i>	347,826	347,826	347,826	347,826
<i>As (cm²)</i>	3,836	1,704	4,021	1,236
<i>As (min)</i>	1,509		1,389	
<i>As adop (cm²)</i>	4T12=4,52	5T8=2,51	4T12=4,52	4T8=2,01
<i>St (cm)</i>	25,000	20,000	25,000	25,000
<i>Stmax (cm)</i>	33,000	33,000	33,000	33,000
<i>St<St max</i>	C.V	C.V	C.V	C.V

Tab.III.26. Ferrailage de panneau de dalle à l'ELU.

Vérifications :

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u < \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28} \quad \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

$V_u = T_{ZX} = 89,58 \text{ KN}$ SOCOTEC

$$\tau_u = \frac{89580}{1000 \times 115} = 0,779 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\tau}_u = \frac{0,07}{1,5} \times 25 = 1,167 \text{ MPa}$$

Alors : $\tau_u = 0,779 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa}$cv.

• Vérification des contraintes :

Sens	SENS X-X		SENS Y-Y	
	sur appui	En Travee	sur appui	En travee
<i>Mser (KN.m)</i>	-11,640	5,290	-11,250	3,550
<i>b (cm)</i>	100,000	100,000	100,000	100,000
<i>h (cm)</i>	15,000	15,000	15,000	15,000
<i>d (cm)</i>	12,500	12,500	11,500	11,500
<i>As adop (cm²)</i>	4,520	2,510	4,520	2,010
<i>D (cm)</i>	0,678	0,377	0,678	0,302
<i>E (cm²)</i>	16,950	9,413	15,594	6,935
<i>Yser (cm)</i>	3,494	2,714	3,329	2,349
<i>I (cm⁴)</i>	6920,954	4271,941	5756,443	2956,829
<i>K (N/mm³)</i>	0,168	0,124	0,195	0,120
<i>σ_{st} (Mpa)</i>	201,633	201,633	201,633	201,633
<i>σ_(bc) (Mpa)</i>	15,000	15,000	15,000	15,000
<i>σ_{st} (Mpa)</i>	227,189	181,763	239,541	164,801
<i>σ_(bc) (Mpa)</i>	5,877	3,361	6,505	2,820
<i>σ_(bc) < σ_(bc)</i>	C.V	C.V	C.V	C.V
<i>σ_{st} < σ_{st}</i>	CNV	C.V	CNV	C.V

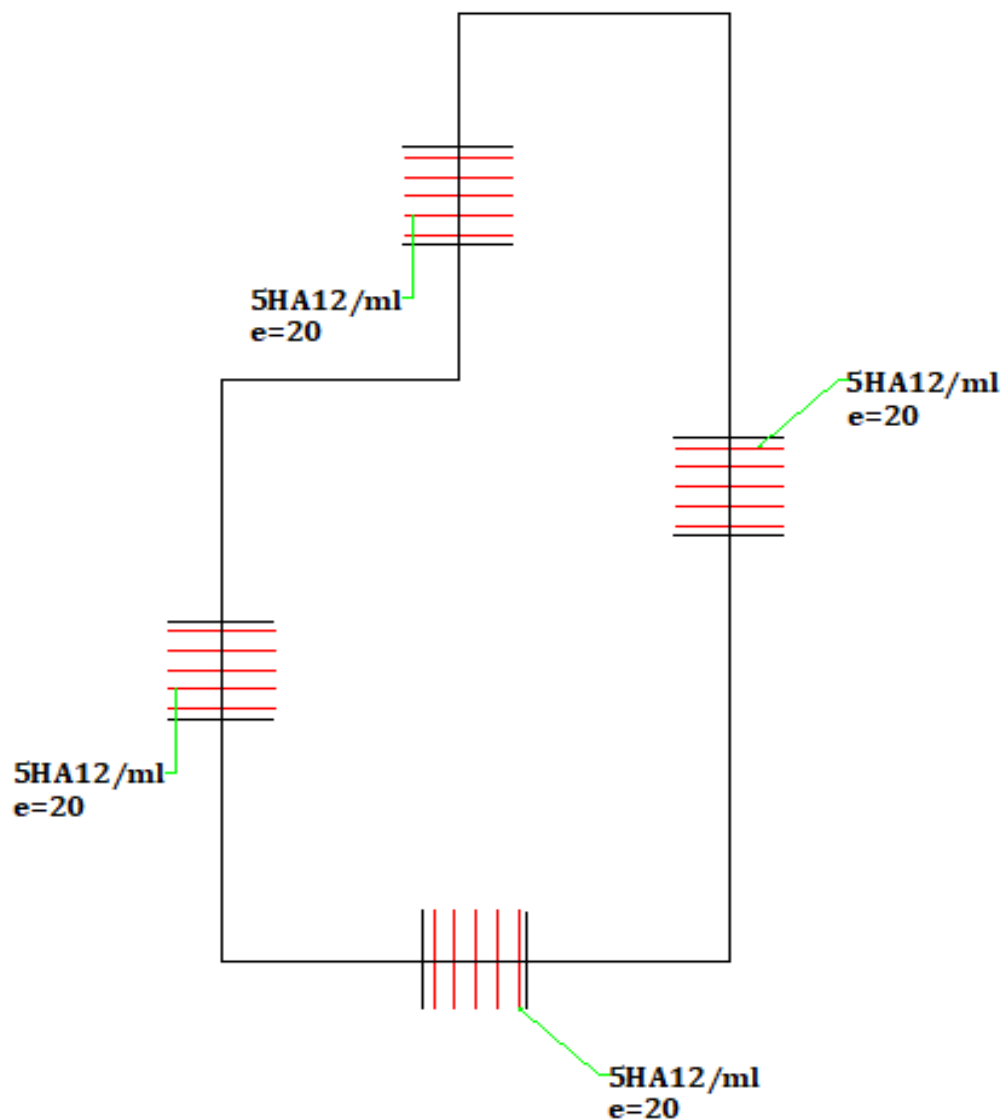
Tab.III.27. Vérification des contraintes à l'ELS.

- Calcul les armatures à l'ELS :

$M_{SER} (KN.m)$	μ_s	K	β	$A_{ser} cm^2$	σ_{bc}	$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}$	AS adopté (cm ²)	St (cm)
-11,640	0,0037	35,915	0,902	5,121	5,614	Verified	5HA12=5,65	20,000
5,290	0,0017	57,090	0,931	2,255	3,532	Verified	4HA10=3,14	25,000
-11,250	0,0042	33,210	0,896	5,413	6,071	Verified	5HA12=5,65	20,000
3,550	0,0013	66,645	0,939	1,631	3,025	Verified	4HA8=2,01	25,000

Tab.III.28. Ferrailage à l'ELS.

En appuis



En travée

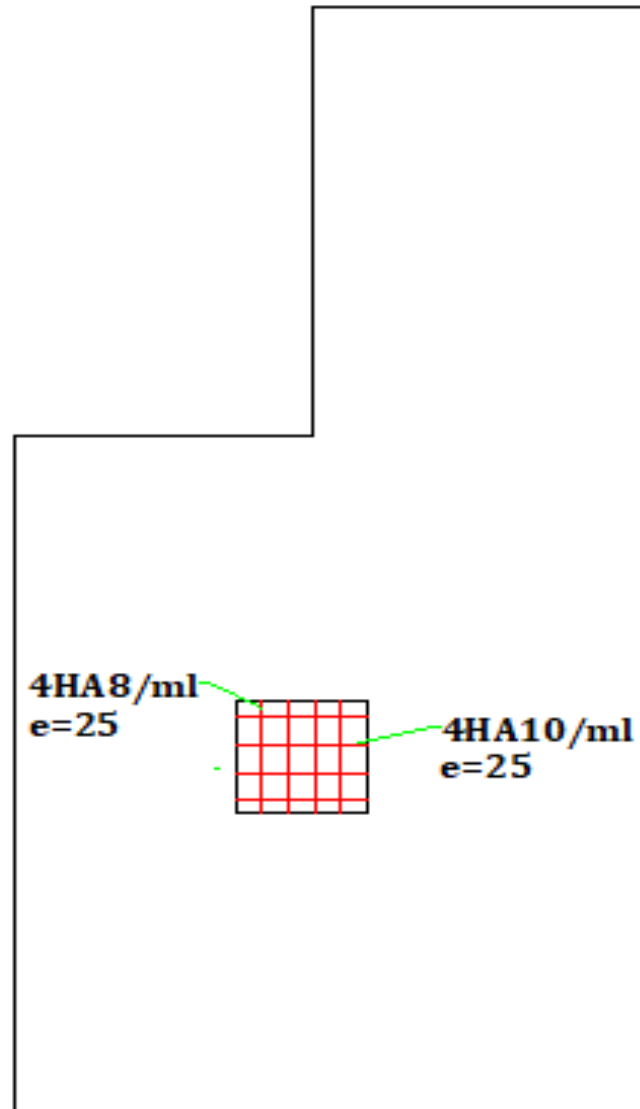


Fig.III.15. Ferrailage de plancher terrasse.

III.5.2.2. Plancher étage courant :

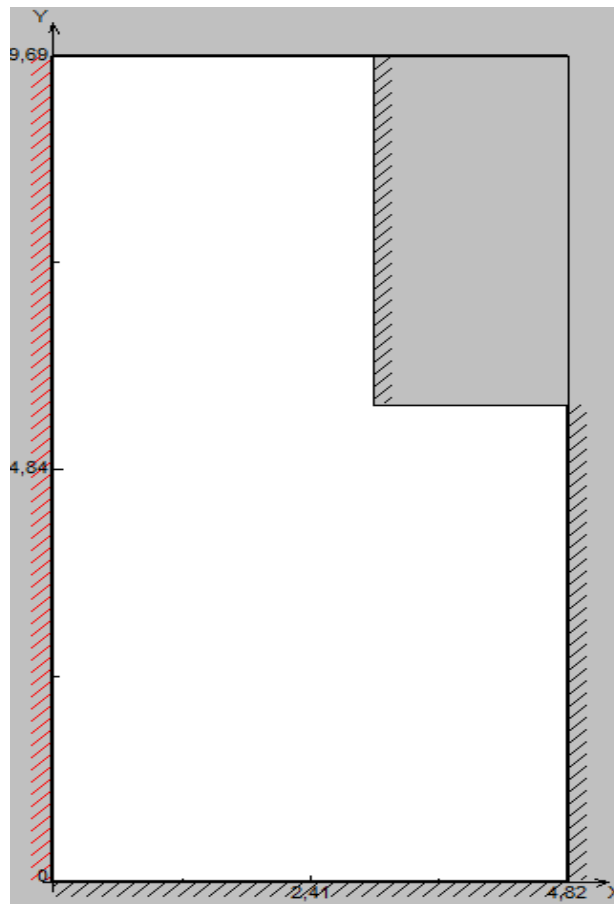


Fig.III.16. Dimensions du plancher.

III.5.2.2.1. Evaluation des charges :

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur.

La Charge permanente : $G = 6,35 \text{KN/m}^2$

La Charge d'exploitation : $Q = 1,50 \text{KN/m}^2$

Poids du mur extérieur : $P = 8 \text{KN/ml}$ ($P = 2,75 \text{KN/m}^2 \times \text{Hauteur de mur}(2,90)$)

III.5.2.2.2. Sollicitations :

ELU :

	Type	Valeur	Coeff
G	Uniforme	6.35	1,35
Q	Uniforme	1.5	1,5
P1	Linge // X	7,97	1,35
P2	Linge // X	7,97	1,35

Tab.III.29. Type des charges à L'ELU.

Selon le SOCOTEC, les résultats obtenus sont :

	x	y	MXX
	m	m	kN*m/m
Sur appui	0	9,69	-21,1
En travée	1,35	9,69	8,75
	x	y	MYY
	m	m	kN*m/m
Sur appui	2,85	5,46	-15,5
En travée	2,55	2,94	4,84
	x	y	TZX
	m	m	kN/m
min	3,11	5,46	-91,61
max	2,85	5,46	77,49
	x	y	TZY
	m	m	kN/m
min	2,85	5,75	-30,03
max	2,85	5,46	89,02

Tab.III.30. Les résultats des efforts à l'ELU.

ELS :

	Type	Valeur	Coeff
G	Uniforme	6.35	1
Q	Uniforme	1.5	1
P1	Linge // X	7,97	1
P2	Linge // X	7,97	1

Tab.III.31. Type des charges à L'ELS.

Selon SOCOTEC, Les résultats obtenus sont :

	x	y	MXX
	m	m	kN*m/m
Sur appui	0	9,69	-15,56
En travée	1,35	9,69	6,45
	x	y	MYY
	m	m	kN*m/m
Sur appui	2,85	5,46	-11,32
En travée	2,55	2,94	3,53

Tab.III.32. Les résultats des efforts à l'ELS.

III.5.2.2.3. Calcul des armatures :

Sens	X-X		Y-Y	
	sur appui	En Travée	sur appui	En Travée
<i>Mu(KN.m)</i>	-21,100	8,750	-15,500	4,840
<i>b (m)</i>	1,000	1,000	1,000	1,000
<i>d (cm)</i>	12,500	12,500	11,500	11,500
μ	0,095	0,039	0,070	0,022
α	0,125	0,050	0,091	0,028
<i>Z (cm)</i>	11,874	12,248	11,083	11,373
<i>Fsu (MPa)</i>	347,826	347,826	347,826	347,826
<i>As (cm²)</i>	5,109	2,053	4,019	1,223
<i>As (min)</i>	1,509		1,389	
<i>As adop (cm²)</i>	5T12=5,65	5T8=2,51	4T12=4,52	4T8=2,01
<i>St (cm)</i>	20,000	20,000	25,000	25,000
<i>Stmax (cm)</i>	33,000	33,000	33,000	33,000
<i>St<St max</i>	C.V	C.V	C.V	C.V

Tab.III.33. Ferrailage de panneau de dalle à l'ELU.

Vérifications :

- la contrainte tangentielle du béton: Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$V_u = T_{ZX} = 77,17KN$, SOCOTEC

$$\tau_u = \frac{77170}{1000 \times 125} = 0,617 MPa \leq \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \dots \dots \dots CV$$

- Vérification des contraintes :

Sens	SENS X-X		SENS Y-Y	
	sur appui	En Travee	sur appui	En travee
Mser (KN.m)	-15,560	6,450	-11,320	3,530
b (cm)	100,000	100,000	100,000	100,000
h (cm)	15,000	15,000	15,000	15,000
d (cm)	12,500	12,500	11,500	11,500
As adop (cm ²)	5,650	2,510	4,520	2,010
D (cm)	0,848	0,377	0,678	0,302
E (cm ²)	21,188	9,413	15,594	6,935
Yser (cm)	3,833	2,714	3,329	2,349
I (cm ⁴)	8243,290	4271,941	5756,443	2956,829
K (N/mm ³)	0,189	0,151	0,197	0,119
σst (Mpa)	201,633	201,633	201,633	201,633
σ(bc) (Mpa)	15,000	15,000	15,000	15,000
σst (Mpa)	245,401	221,620	241,032	163,872
σ(bc) (Mpa)	7,235	4,098	6,546	2,804
σ(bc) < σ(bc)	C.V	C.V	C.V	C.V
σst < σst	CNV	CNV	CNV	C.V

Tab.III.34. Vérification des contraintes à l'ELS.

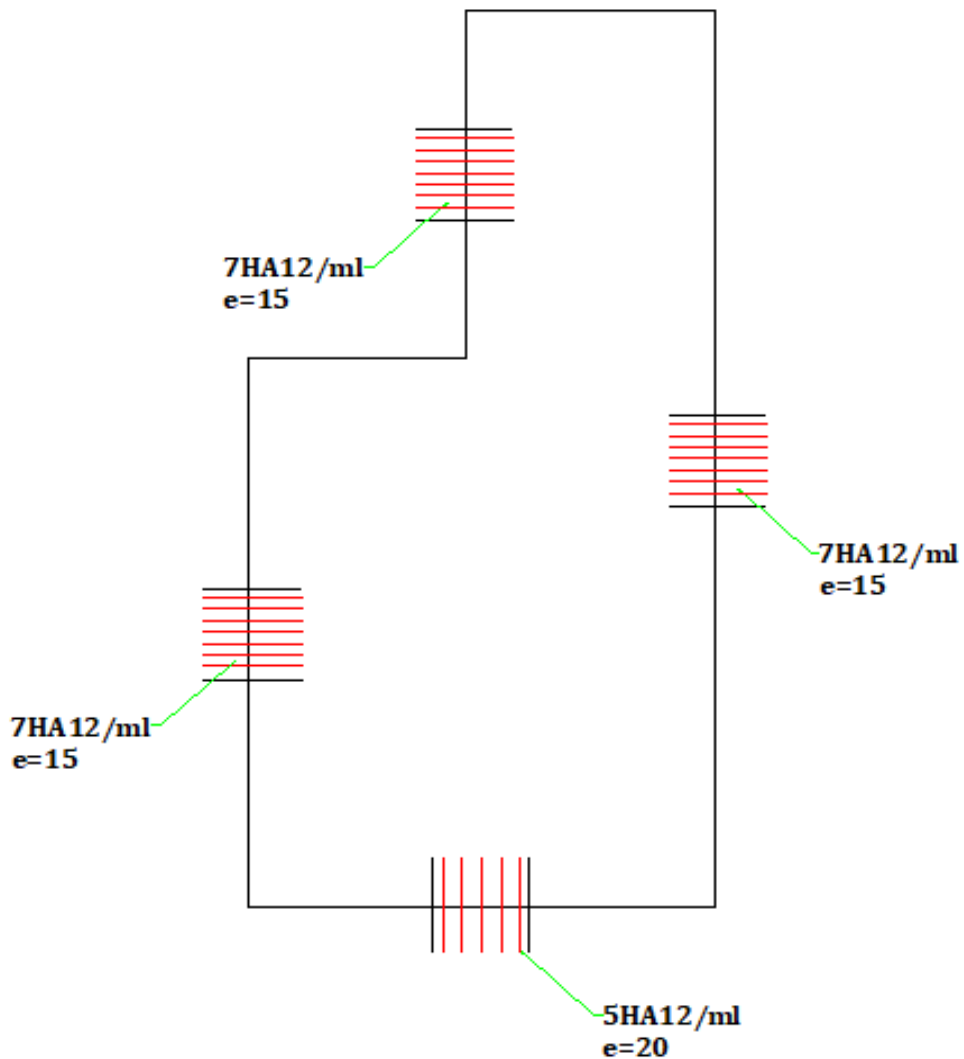
- Calcul les armatures à l'ELS :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

MSER (KN.m)	μ_s	K	β	Aser cm2	σ_{bc}	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	AS adopté (cm2)
-15,560	0,0049	30,155	0,889	6,942	6,687	Verified	7HA12=7,92
6,450	0,0020	51,890	0,925	2,766	3,886	Verified	4HA10=3,14
-11,320	0,0042	33,210	0,896	5,447	6,071	Verified	5HA12=5,65
3,530	0,0013	66,645	0,939	1,622	3,025	Verified	4HA8=2,01

Tab.III.35. Ferrailage à l'ELS.

En appuis :



En travée :

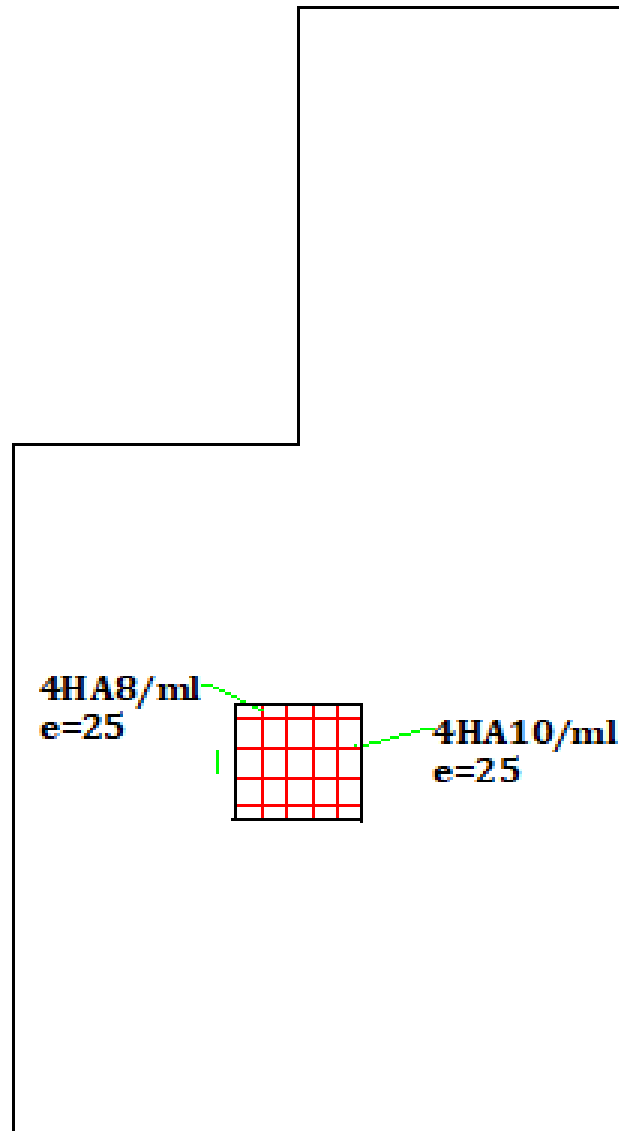


Fig.III.17. Ferrailage de plancher étage courant.

III.5.2.3. Plancher dalle de niveau +0,00 et RDC :

Le plancher plus sollicités

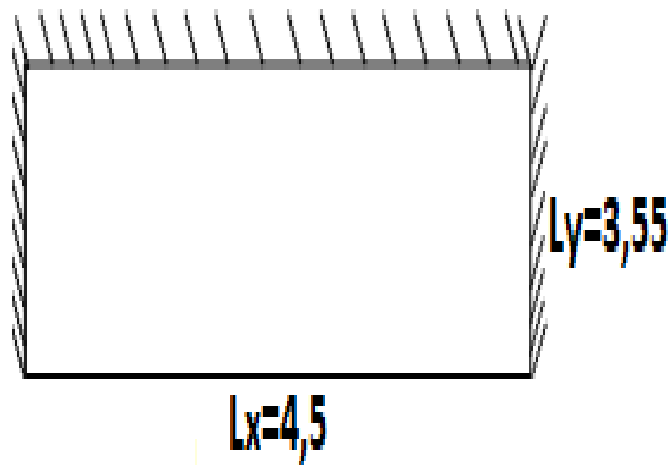


Fig.III.18. Dimensions du plancher

III.5.2.3.1. Evaluation des charges :

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur,

La Charge permanente : $G = 6,35 \text{ KN/m}^2$

La Charge d'exploitation : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

Poids du mur extérieur : $P = 7,97 \text{ KN/ml}$ ($P = 2,75 \text{ KN/m}^2 \times \text{Hauteur de mur}(2,91)$)

III.5.2.3.2. Sollicitations :

ELU :

	Type	Valeur	Coeff
G	Uniforme	6.35	1,35
Q	Uniforme	1.5	1,5
P1	Linge // X	7,97	1,35
P2	Linge // X	1,88	1,35

Tab.III.36. Type des charges à L'ELU.

Selon le SOCOTEC, les résultats obtenus sont :

	x	y	MXX
	m	m	kN*m/m
Sur appui	4,5	0	-27,36
En travée	2,25	0	11,63
	x	y	MYY
	m	m	kN*m/m
Sur appui	2,25	3,55	-11,95
En travée	2,25	1,63	1,97
	x	y	TZX
	m	m	kN/m
Sur appui	0	0	-62,34
En travée	4,5	0	62,34
	x	y	TZY
	m	m	kN/m
Sur appui	4,5	0,44	-9,25
En travée	2,25	3,55	22,86

Tab.III.37. Les résultats des efforts à l'ELU.

ELS :

	Type	Valeur	Coeff
G	Uniforme	6.35	1
Q	Uniforme	1.5	1
P1	Linge // X	7,97	1
P2	Linge // X	1,88	1

Tab.III.38. Type des charges à L'ELS.

Selon SOCOTEC, Les résultats obtenus sont :

	x	y	MXX
	m	m	kN*m/m
Sur appui	4,5	0	-20,08
En travée	2,25	0	8,53
	x	y	MYY
	m	m	kN*m/m
Sur appui	2,25	3,55	-8,74
En travée	2,25	1,63	1,43

Tab.III.39. Les résultats des efforts à l'ELS.

III.5.2.3.3. Calcul des armatures :

Sens	X-X		Y-Y	
	sur appui	En Travee	sur appui	En Travee
<i>Mu(KN.m)</i>	-27,360	11,630	-11,950	1,970
<i>b (m)</i>	1,000	1,000	1,000	1,000
<i>d (cm)</i>	12,500	12,500	11,500	11,500
μ	0,123	0,052	0,054	0,009
α	0,165	0,067	0,069	0,011
<i>Z (cm)</i>	11,675	12,163	11,181	11,449
<i>Fsu (MPa)</i>	347,826	347,826	347,826	347,826
<i>As (cm²)</i>	6,738	2,748	3,071	0,494
<i>As (min)</i>	1,509		1,389	
<i>As adop (cm²)</i>	6T12=6,79	4T10=3,14	4T10=3,14	4T8=2,01
<i>St (cm)</i>	16,667	25,000	25,000	25,000
<i>Stmax (cm)</i>	33,000	33,000	33,000	33,000
<i>St<St max</i>	C.V	C.V	C.V	C.V

Tab.III.40. Ferrailage de panneau de dalle à l'ELU.

- La contrainte tangentielle du béton:

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$V_u = T_{ZX} = 80,77 \text{ KN} \dots\dots\dots$, SOCOTEC

$$\tau_u = \frac{80770}{1000 \times 125} = 0,646\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

- Vérification des contraintes :

Sens	SENS X-X		SENS Y-Y	
	sur appui	En Travee	sur appui	En travee
Mser (KN.m)	-20,080	8,530	-8,740	1,430
b (cm)	100,000	100,000	100,000	100,000
h (cm)	15,000	15,000	15,000	15,000
d (cm)	12,500	12,500	11,500	11,500
As adop (cm ²)	6,790	3,140	3,140	2,010
D (cm)	1,019	0,471	0,471	0,302
E (cm ²)	25,463	11,775	10,833	6,935
Yser (cm)	4,129	2,993	2,854	2,349
I (cm ⁴)	9483,462	5150,756	4295,772	2956,829
K (N/mm ³)	0,212	0,166	0,203	0,048
σ_{st} (Mpa)	201,633	201,633	201,633	201,633
σ_{bc} (Mpa)	15,000	15,000	15,000	15,000
σ_{st} (Mpa)	265,858	236,172	263,865	66,385
σ_{bc} (Mpa)	8,743	4,956	5,806	1,136
$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}$	C.V	C.V	C.V	C.V
$\sigma_{st} < \sigma_{st}$	CNV	CNV	CNV	C.V

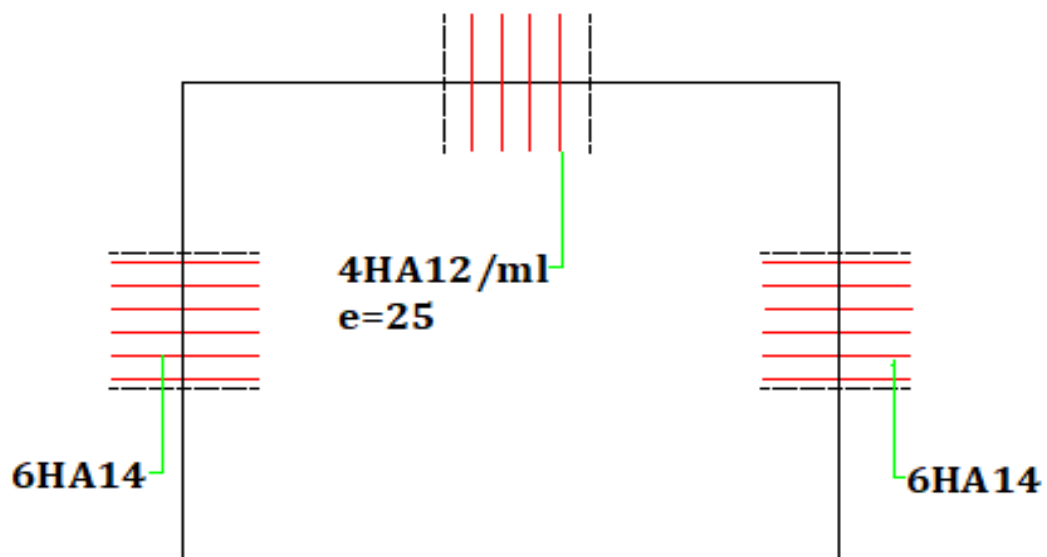
Tab.III.41. Vérification des contraintes à l'ELS.

- Calcul les armatures à l'ELS :

MSER (KN.m)	μ_s	K	β	Aser cm ²	σ_{bc}	$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}$	AS adopté (cm ²)	St (cm)
-20,080	0,0064	25,410	0,876	9,092	7,935	Verified	6HA14=9,24	16,667
8,530	0,0027	43,490	0,915	3,701	4,636	Verified	5HA10=3,93	20,000
-8,740	0,0033	38,525	0,907	4,158	5,234	Verified	4HA12=4,52	25,000
1,430	0,0005	114,680	0,961	0,642	1,758	Verified	4HA8=2,01	25,000

Tab.III.42. Ferrailage à l'ELS.

En appuis :



En travée :

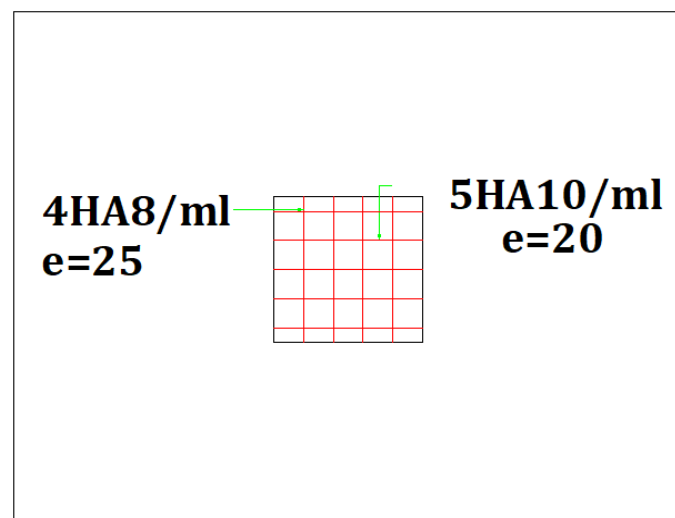


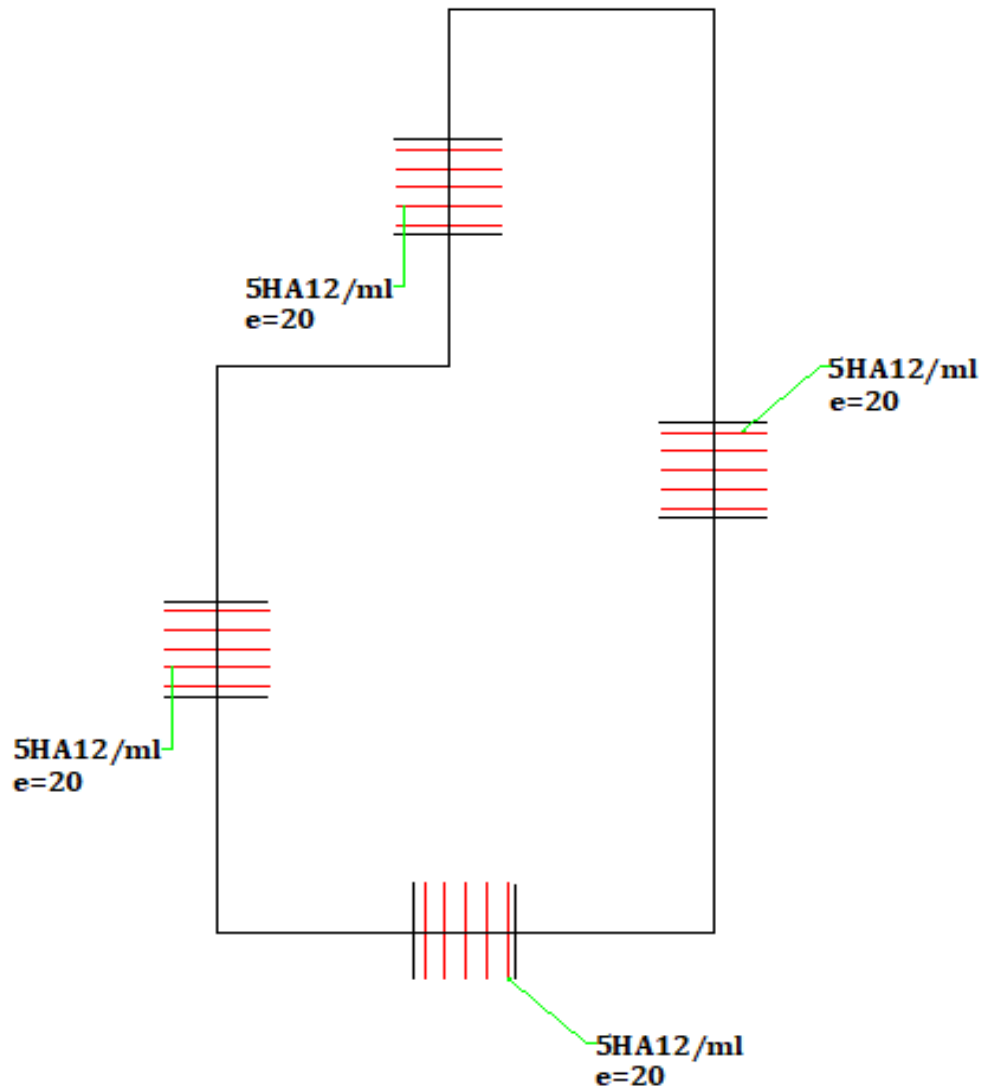
Fig.III.19. Ferrailage de plancher dalle N+0,00 et RDC.

- **CONCLUSION :**

Finalement, on adopte un seul type de ferrailage et on prend le panneau le plus sollicité
« N° 02 » .

a) **Plancher terrasse :**

En appuis



En travée

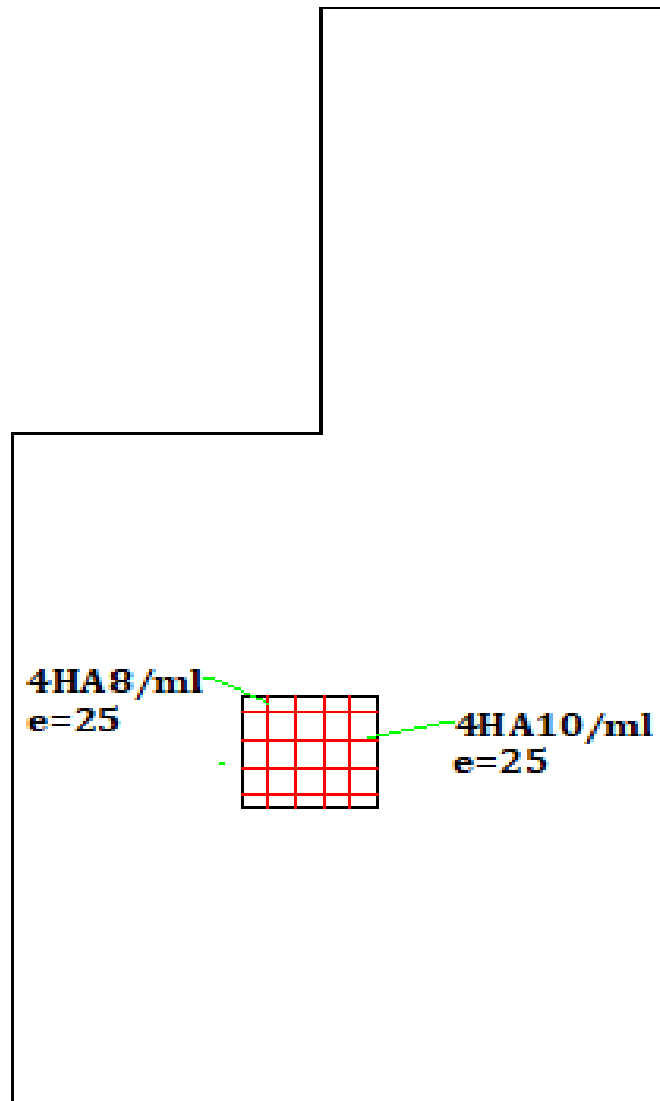
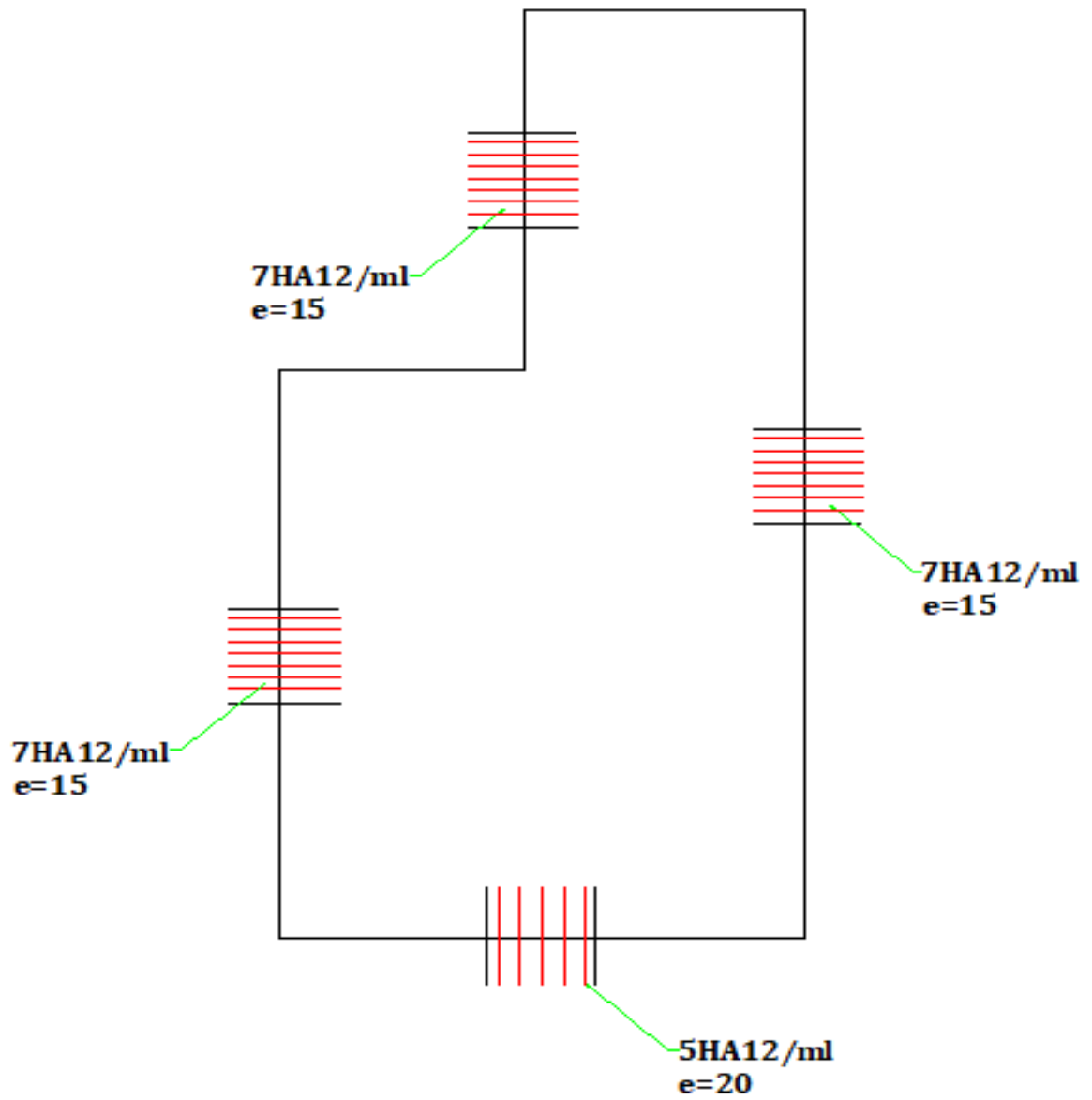


Fig.III.20. Ferrailage de plancher terrasse.

b) Etage courant :

En appuis :



En travée :

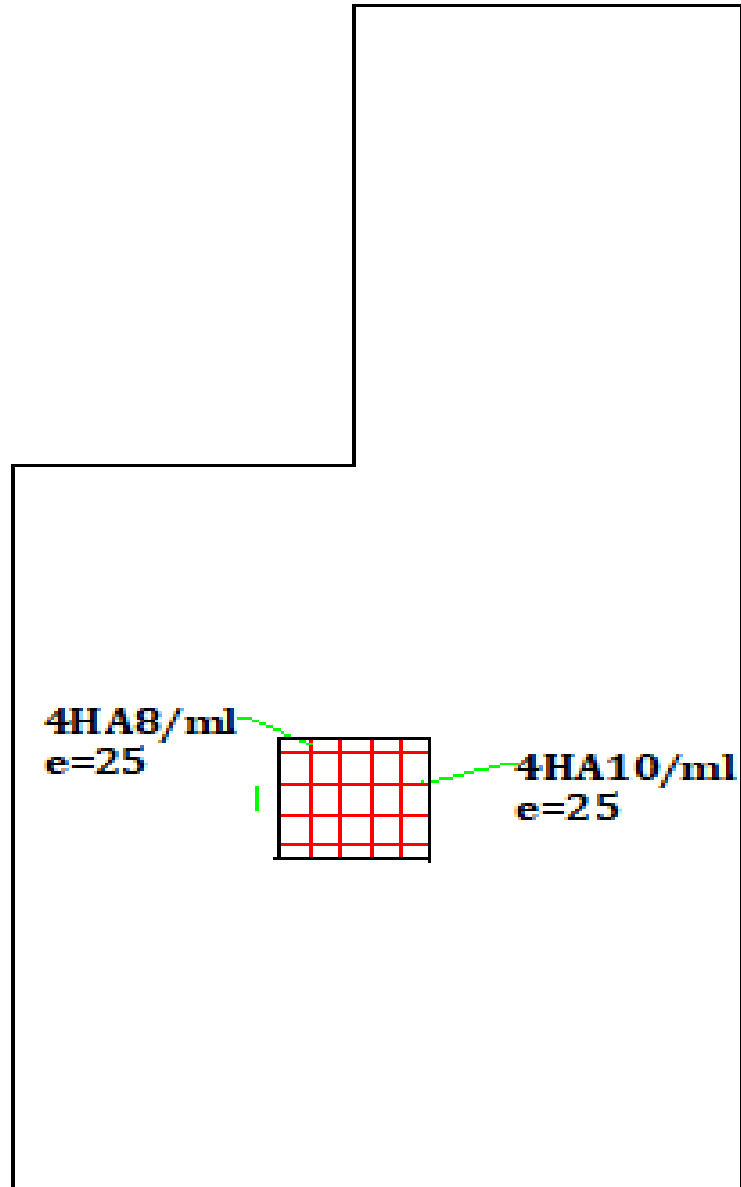
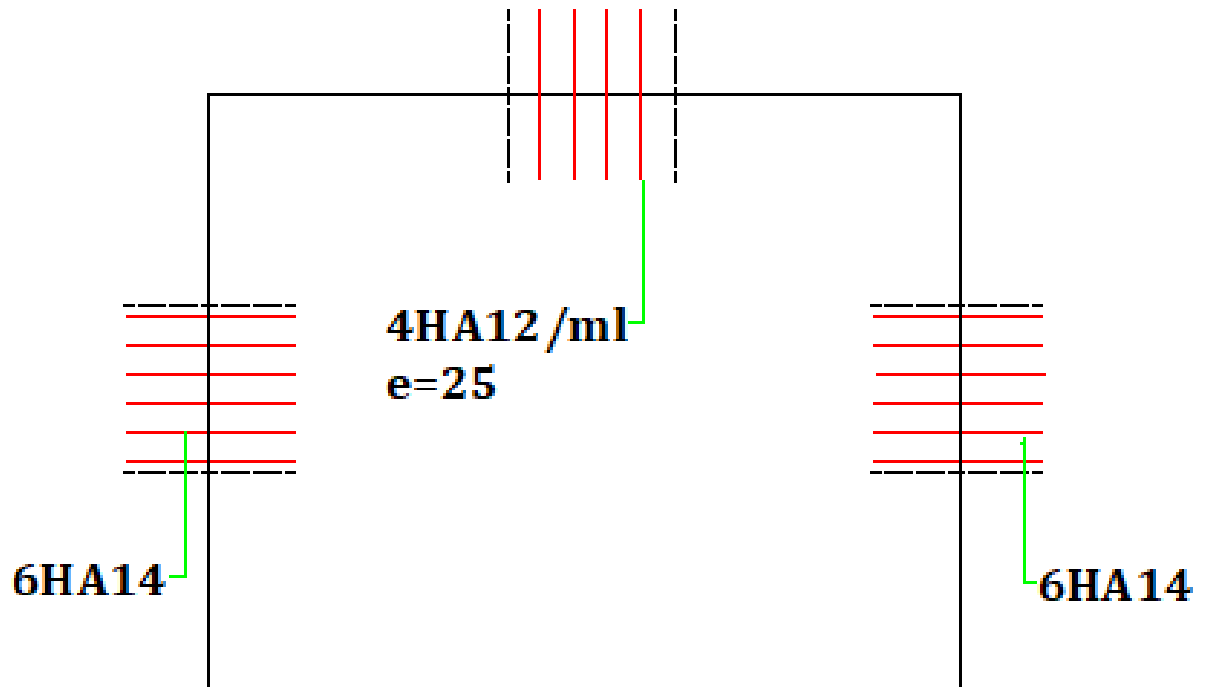


Fig.III.21. Ferrailage de plancher étage courant

c) Dalle DE N+0,00 et RDC :

En appuis :



En travée :

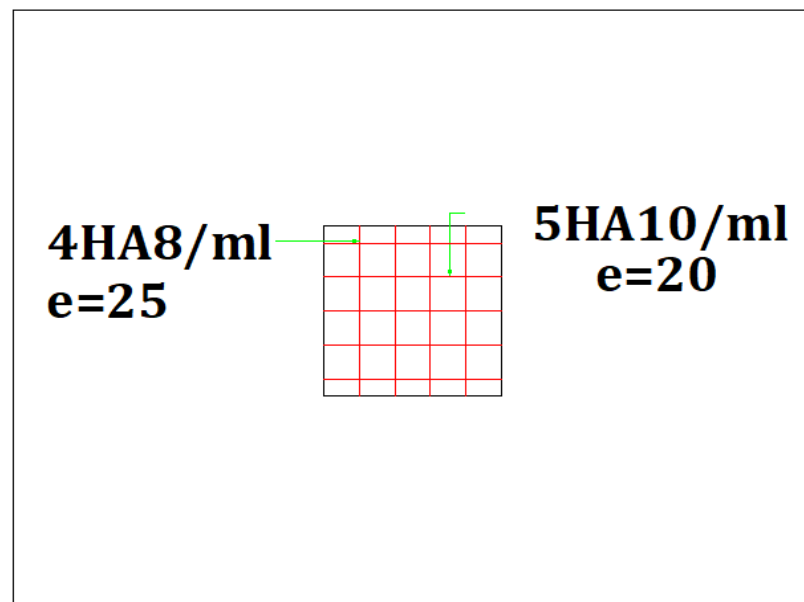


Fig.III.22. Ferrailage de plancher RDC.



Chapitre IV

Etude de vent



IV.1. Introduction :

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposée horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

- la région.
- le site.
- l'altitude.
- les dimensions de l'ouvrage.

L'objet de cette étude est l'évaluation des sollicitations agissant sur la structure, tels que moment fléchissant et effort tranchant qui sont engendrés par l'effet du vent,

Le calcul est conduit selon le Règlement Neige et Vent **RNV99**,

Le bâtiment sera modélisé par une console encastrée dans le sol et soumis à une pression due au vent répartie sur toute la hauteur.

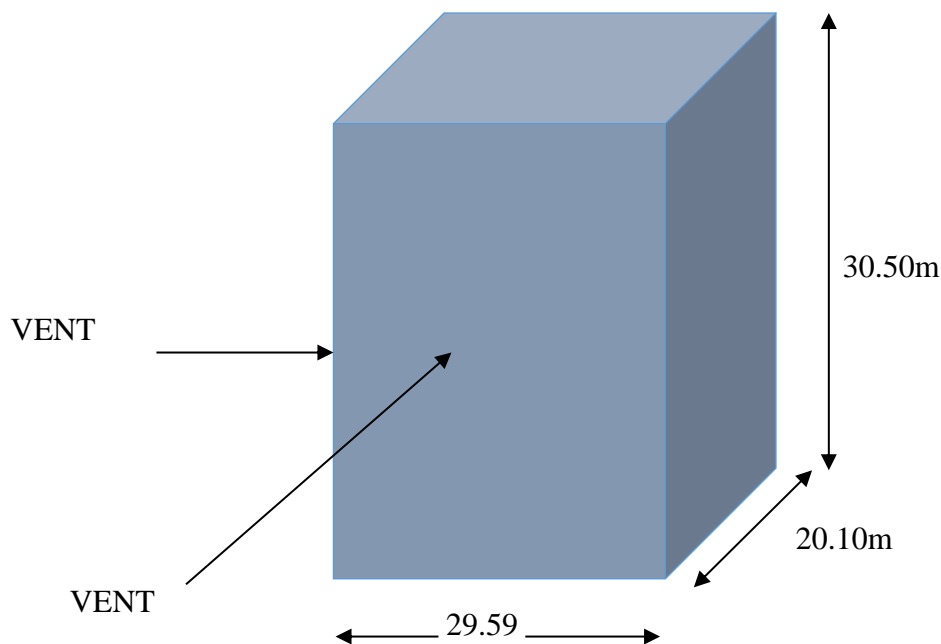


Fig.IV.1. Action de vent.

IV.2. Application de RNV 99 :

➤ **La vérification de la stabilité d'ensemble :**

Le **RNV99** imposent un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

Notre construction est de **catégorie I** d'après **RNV99 (art 1.1.3 page 38)**

L'application de **RNV99** exige les étapes suivantes :

IV.2.1. Détermination de coefficient dynamique Cd :

Le coefficient dynamique Cd tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Valeur de Cd :

Notre bâtiment est en béton armée, donc on utilise l'abaque (3.1page 51) ; pour :

Sens x :

h = 30.5m }
 b = 29.59m } Après l'interpolation :Cd = 0,94 < 1,2

Sens-y :

h = 30.5m }
 b = 20.10 m } Après l'interpolation :Cd = 0,95 < 1,2

Cd dans les deux directions est inférieur à 1,2 ; Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques dues au vent.

IV.2.2. Détermination de la pression dynamique de vent qdyn

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maitre-couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée à article, 3.1.1 des **RNV99**, les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de **n** éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage ; Avec n étant le nombre de niveaux de la construction,

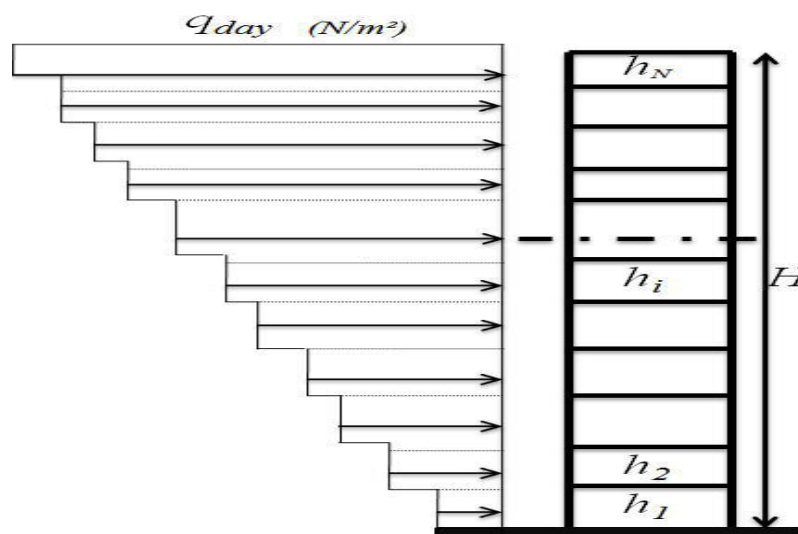


Fig.IV.2. Répartition de la pression dynamique.

La pression dynamique q_{dyn} (Z_j) qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée Par la **RNV99** (formule 2,12 pages 45), $q_{dyn} = q_{ref} \times C_e(z_j)$ [N/m²].

Z_j : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j .

q_{ref} : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée par le **RNV99** (tab 2.3 page 46) en fonction de la zone de vent.

ALGERIA(REGAHIA) qui est (zone I) $\Rightarrow q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$.

IV.2.3. Détermination de coefficient d'exposition C_e :

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol,

Dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques ; $C_e(z)$ est donnée par la **RNV99** (for 2,13 pages 46) :

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z) \times C_t(z)} \right]$$

C_T : coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent,

Sa valeur est donnée par **RNV99** (tab 2,5 page 48),

Site plat $\Rightarrow C_T(Z_{eq}) = 1$

K_T : Facteur de terrain sa valeur est donnée par **RNV99** (tableau 2.4 page 47)

C_r : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et sur la vitesse moyenne du vent

Sa valeur est définit par la loi logarithmique,

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \dots \dots \dots \text{pour } z_{min} \leq z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \dots \dots \dots \text{, pour } z \leq z_{min} \end{cases}$$

Avec: Z_0 : paramètre de rugosité.

Z_{min} : hauteur minimale.

Sa valeur (Z_0, Z_{min}) est donnée par **RNV99** (tab 2,4 page 47).

Catégorie de terrain	K_T	z_0	z_{min}
I	0,17	0,01	2

Tab.IV.1. Définition des catégories de terrain.

Niveau	Zj (m)	Cr	Ce	q _{ref}	q _{dyn} (N/m ²)
9	28.975	1.35517261	3.4491482	375	1293.43058
8	25.925	1.33626425	3.3757566	375	1265.90873
7	22.875	1.31498652	3.29402349	375	1235.25881
6	19.825	1.29065937	3.20168627	375	1200.63235
5	16.775	1.26226018	3.09539037	375	1160.77139
4	13.725	1.22814616	2.96983692	375	1113.68884
3	10.675	1.18542271	2.81588001	375	1055.95501
2	7.625	1.12822243	2.61547053	375	980.801449
1	4.575	1.04138207	2.32372128	375	871.39548
RDC	1.525	0.85461798	1.74736729	375	655.262734

Tab.IV.2. Valeur de Cr et Ce et q_{dyn} selon la hauteur Z.

IV.2.4. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée est donnée par RNV99 (for 5,1 page 64).

$$C_{pe} = C_{pe,1} \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \text{ si } 1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

S (m²): désigne la surface chargée de la paroi considérée.

IV.2.4.1. Parois verticales :

D'après RNV99 (fig5,1 page 64) il faut diviser les parois comme l'indique la figure suivant

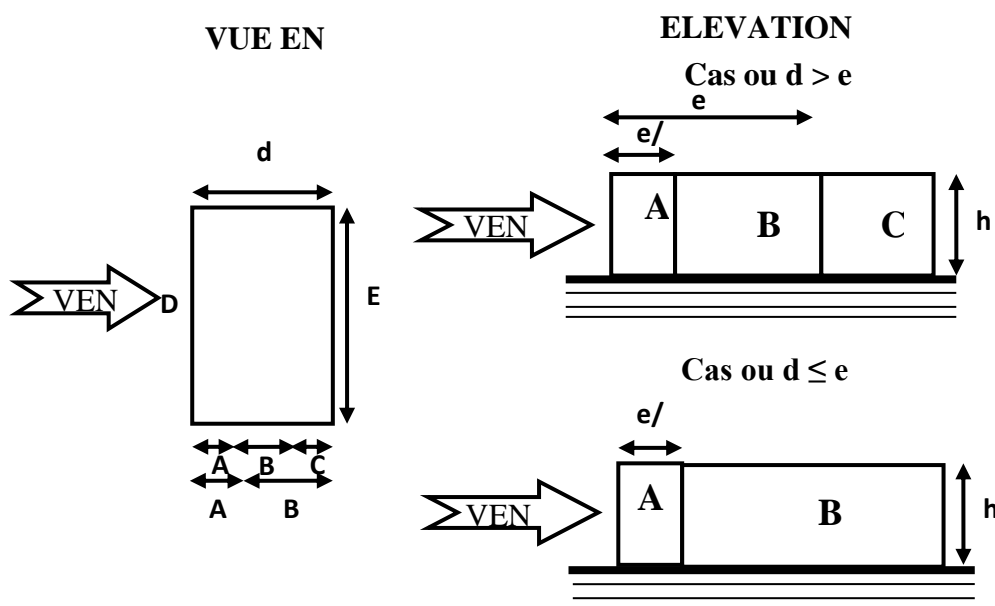


Fig.IV.3. Légende pour les parois verticales.

➤ Sens transversal (x-x) :

$h = 30.5 \text{ m}$ $b = 29.59 \text{ m}$ $d = 20.10 \text{ m}$

$e = \text{Min}(b, 2h)$ $e = b = 29.59 \text{ m}$

b : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction

h : La hauteur totale de la construction

d : est la dimension parallèle à la direction du vent

On a $e < d$ donc :

La surface de la paroi considérée est: $S = b \times h = 29.59 \times 30.5 = 902.495 \text{ m}^2 > 10\text{m}^2$

Donc : $C_{pe} = C_{pe10}$.

A	B	C	D	E
C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}
-1,00	-0,80	-0,5	+0,8	-0,30

Tab.IV.3. Coefficients de pression extérieure des parois verticales(x-x).

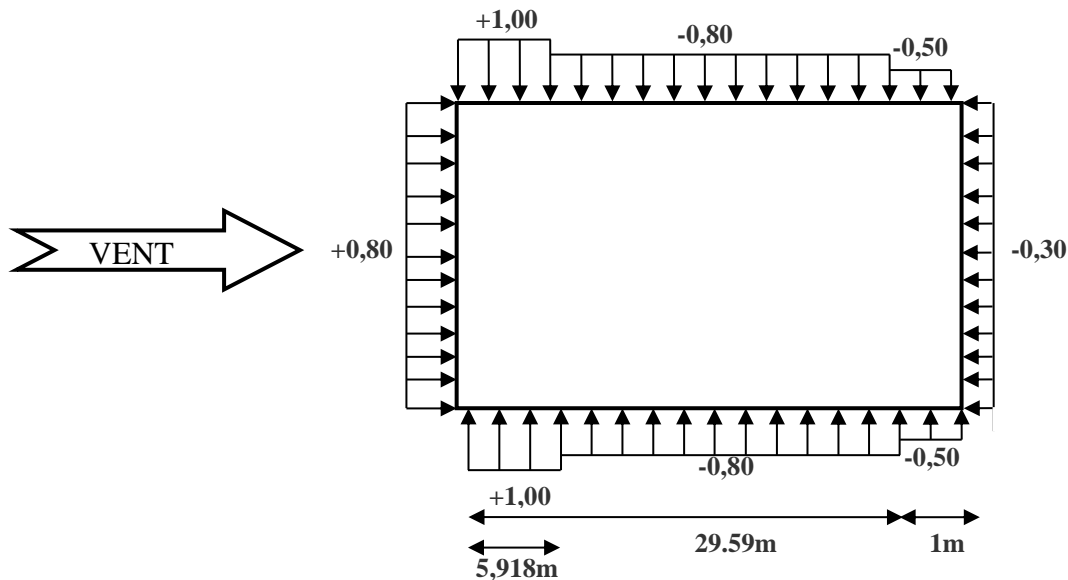


Fig.IV.4. La répartition du vent sur les parois verticales dans le sens (x-x).

➤ Sens longitudinal (y-y) :

$h = 30.5 \text{ m}$ $b = 20.10 \text{ m}$ $d = 29.59 \text{ m}$

$e = \text{Min}(b, 2h)$ $e = 20.10\text{m}$

onà : $e > d$ donc

La surface de la paroi considérée est :

$$S = b \times h = 20,10 \times 30,5 = 613,05 \text{ m}^2 > 10\text{m}^2$$

Donc $C_{pe} = C_{pe10}$

A'	B'	D	E
C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}
-1	-0,80	+0,80	-0,30

Tab.IV.4. Coefficients de pression extérieure des parois verticales sens(y-y).

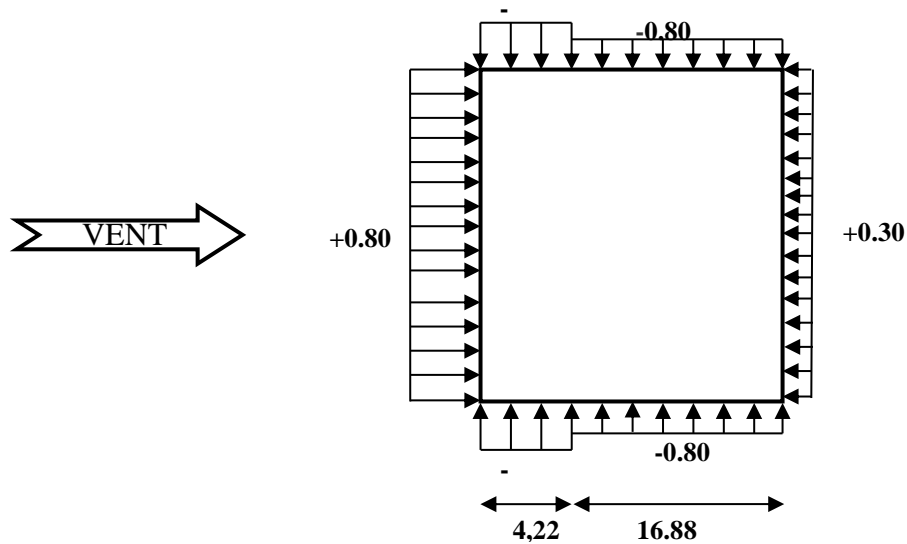


Fig.IV.5. La répartition du vent sur les parois verticales dans le sens (y-y).

IV.2.4.2. Toitures plates :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure c'est après (RNV99 page65).

$$e = \min[b; 2h]$$

b: dimension du coté perpendiculaire au vent

h_p : la hauteur de l'acrotère

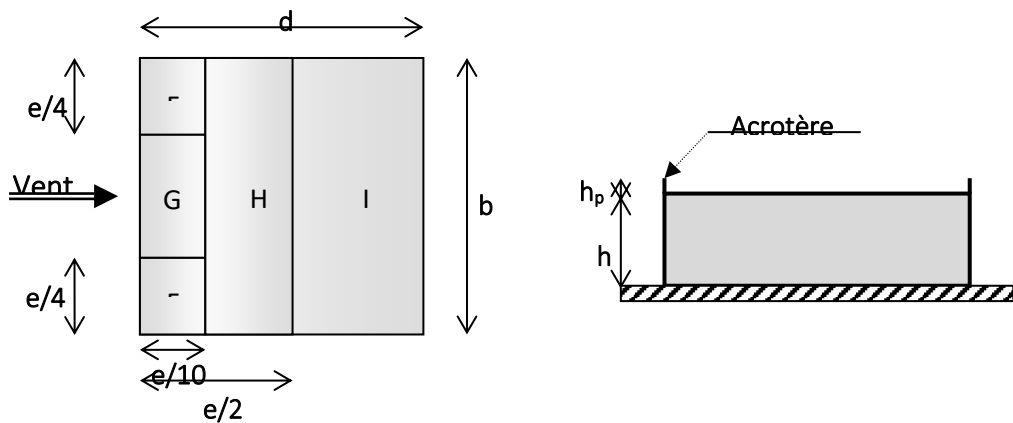


Fig.IV.6. Les toitures plates.

	F		G		H		I	
	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}
$H_p/h = 0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	$\pm 0,2$	
$H_p/h = 0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	$\pm 0,2$	
$H_p/h = 0,1$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	$\pm 0,2$	

Tab.IV.5. Les coefficients de pression externe de la toiture.

Dans notre cas : $\frac{H_p}{h} = \frac{0,5}{30,5} = 0,01639$

• Sens X :

Pour : $b = 29.59 \text{ m}$

$e = \min(29.59; 2 \times 30.5) = \min(29.59; 61) ; \text{ donc } e = 29.59\text{m},$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones Sont montrées sur la figure suivante :

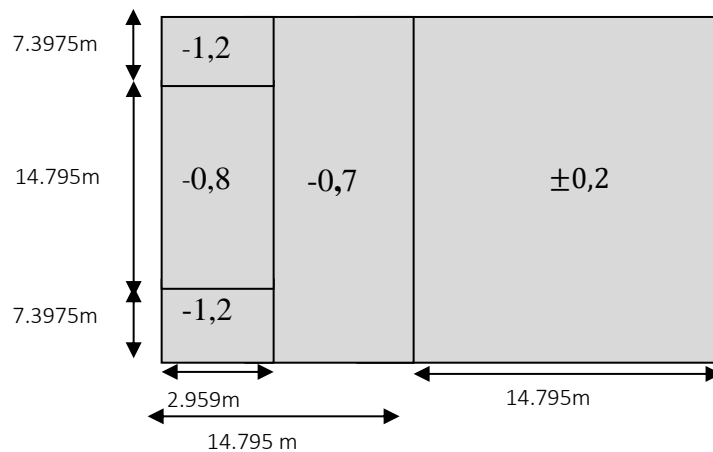


Fig.IV.7. La distribution de C_{pe} sur la toiture sens xx.

• Sens Y :

Pour : $b = 20,10\text{m}$

$e = \min(20,10 ; 2 \times 30,5) = \min(20,10 ; 61) ; \text{ donc } e = 20.1 \text{ m}$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones Sont montrées sur la figure suivante :

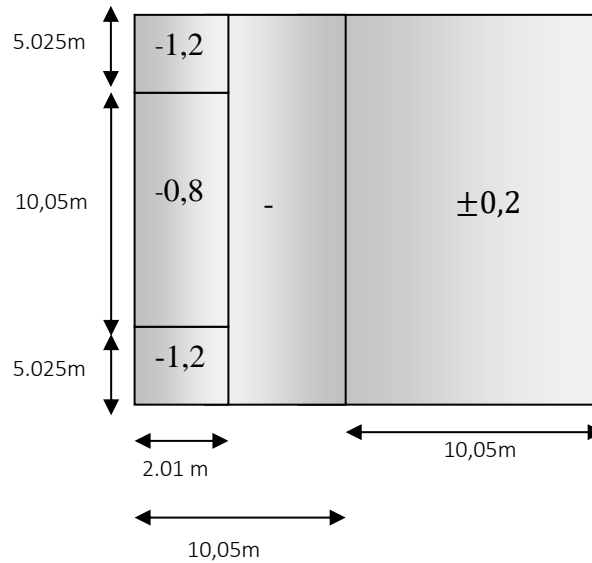


Fig.IV.8. La distribution de C_{n0} sur la toiture sens yy .

IV.2.5. Détermination du coefficient de pression nette C_p :

Le coefficient de pression C_p est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

IV.2.6. Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :

D'après **RNV99 (art 2.2.2page79)** Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments avec cloisons intérieures et : $C_{pi} = 0.8$ et $C_{pi} = -0.5$

- Sens x :

➤ Pour $C_{pi} = 0,8$

ZONE	C_{pi}	$C_{pe} = C_{p10}$	C_p
A	0,8	-1,0	-1,8
B	0,8	-0,8	-1,6
C	0,8	-0,5	-1,3
D	0,8	+0,8	0
E	0,8	-0,3	-1,1
F	0,8	-1,2	-2,0
G	0,8	-1,1	-1,9
H	0,8	-0,7	-1,5
I	0,8	$\pm 0,2$	-0,6 ou -1

Tab.IV.6. Coefficient de pression de vent pour $C_{pi} = 0,8$.

➤ Pour $C_{pi} = -0,5$

ZONE	C_{pi}	$C_{pe} = C_{p10}$	C_p
A	-0,5	-1,0	-0,5
B	-0,5	-0,8	-0,3
C	-0,5	-0,5	0
D	-0,5	+0,8	1,3
E	-0,5	-0,3	0,2
F	-0,5	-1,6	-1,1
G	-0,5	-1,1	-0,3
H	-0,5	-0,7	-0,2
I	-0,5	$\pm 0,2$	+0,7 ou +0,3

Tab.IV.7. Coefficient de pression de vent pour $C_{pi} = -0,5$.

• Sens y :

➤ Pour $C_{pi} = 0,8$

ZONE	C_{pi}	$C_{pe} = C_{p10}$	C_p
A	0,8	-1,0	-1,8
B	0,8	-0,8	-1,6
C	0,8	-0,5	-1,3
D	0,8	+0,8	0
E	0,8	-0,3	-1,1
F	0,8	-1,6	-2,4
G	0,8	-1,1	-1,9
H	0,8	-0,7	-1,5
I	0,8	$\pm 0,2$	-0,6 ou -1

Tab.IV.8. Coefficient de pression de vent pour $C_{pi} = 0,8$.

➤ Pour $C_{pi} = -0,5$

ZONE	C_{pi}	$C_{pe} = C_{p10}$	C_p
A	-0,5	-1,0	-0,5
B	-0,5	-0,8	-0,3
C	-0,5	-0,5	0
D	-0,5	+0,8	1,3
E	-0,5	-0,3	0,2
F	-0,5	-1,2	-0,7
G	-0,5	-0,8	-0,3
H	-0,5	-0,7	-0,2
I	-0,5	±0,2	+0,7 ou +0,3

Tab.IV.9. Coefficient de pression de vent pour $C_{pi} = -0,5$.

IV.2.7. Calcul de la pression due au vent :

Pour les constructions de **catégorie I**, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, les quelles sont considérées rigides, la valeur du coefficient de pression de vent q_j et donnée par **RNV99 (for 2.1 page 40)**:

$$q_j = C_d \times w(z_j),$$

C_d : Coefficient dynamique de la construction

$W(N/m^2)$: La pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j .

W_j : est obtenu à l'aide de la formule suivante :

$$W_j = q_{dyn}(z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

On prend par exemple : $Z_j = 28.975 \text{ m} \Rightarrow q_{dyn} = 1293.43058 N/m^2$

➤ Pour $C_{pi} = 0,8$:

Sens transversal (x-x) :

ZONE	C_{pi}	$C_{pe} C_{p10}$	WI	Q_j
A	0,8	-1	-2328,18	-2188,4845
B	0,8	-0,8	-2069,49	-1945,3196
D	0,8	0,8	0	0
E	0,8	-0,3	-1422,77	-1337,4072

Tab.IV.10. Calcul de pression due au vent pour $C_{pi} = 0,8$ suivent sens (x-x).

Sens transversal (y-y) :

ZONE	C_{pi}	$C_{pe} C_{p10}$	WI	Q_j
A	0,8	-1	-2328,18	-2211,7663
B	0,8	-0,8	-2069,49	-1966,0145
C	0,8	-0,5	-1681,46	-1597,3868
D	0,8	0,8	0	0
E	0,8	-0,3	-1422,77	-1351,635

Tab.IV.11. Calcul de pression due au vent pour $C_{pi} = 0,8$ suivant sens (y-y).

➤ Pour $C_{pi} = -0,5$

Sens transversal (x-x) :

ZONE	C_{pi}	$C_{pe} C_{p10}$	WI	Q_j
A	-0,5	-1	-646,715	-607,91237
B	-0,5	-0,8	-388,029	-364,74742
D	-0,5	0,8	1681,46	1580,57216
E	-0,5	-0,3	258,6861	243,164948

Tab.IV.12. Calcul de pression due au vent pour $C_{pi} = -0,5$ suivant sens (x-x).

Sens transversal (y-y) :

ZONE	C_{pi}	$C_{pe} C_{p10}$	WI	Q_j
A	-0,5	-1	-646,715	-614,37952
B	-0,5	-0,8	-388,029	-368,62771
C	-0,5	-0,5	0	0
D	-0,5	0,8	1681,46	1597,38676
E	-0,5	-0,3	258,6861	245,751809

Tab.IV.13. Calcul de pression due au vent pour $C_{pi} = -0,5$ suivant sens (y-y).

IV.2.8. Calcul des forces de frottement f_{fr} :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La force de frottement f_{fr} est donnée par **RNV99 (formule 2,8 page 43)**:

$$f_{fr} = \sum (q_{dyn}(z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

j : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent,

Z_j : La hauteur du centre de l'élément j ,

$S_{fr,j}$: aire de l'élément de surface j ,

$C_{fr,j}$: coefficient de frottement pour l'élément de surface j ,

D'après **RNV99 (l'artc1,4,2 page 41)**, Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport: $\frac{d}{b} \geq 3$; $\frac{d}{h} \geq 3$ soit vérifiée

Avec b : la dimension de la construction perpendiculaire aux directions du vent

h : la hauteur de la construction,

d : la dimension de la construction parallèle au direction du vent.

Sens transversal (X-X) :

$$b = 29.59 \text{ m} ; d = 20.10 \text{ m} ; h = 30.5 \text{ m.}$$

$$\frac{d}{b} = \frac{20.10}{29.59} = 0,68 < 3 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{20,10}{30.5} = 0,66 < 3 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

Sens longitudinal (Y-Y) :

$$b = 20.10 \text{ m} \quad d = 29.59 \text{ m} ; ; h = 31.4 \text{ m.}$$

$$\frac{d}{b} = \frac{29.59}{20,10} = 1,47 < 3 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{29.59}{30.5} = 0,97 < 3 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

IV.2.9. Détermination de la force résultante :

La force résultante R se décompose en deux forces; horizontale et verticale (voir la figure ci-après) :

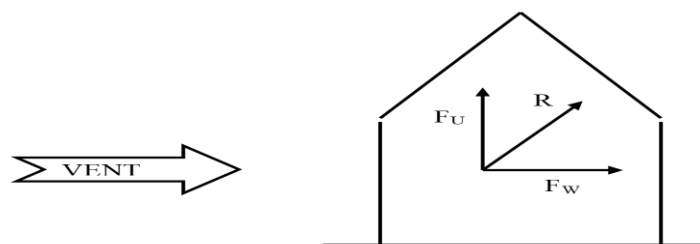


Fig.IV.9. Force résultante R.

F_w : correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

F_U : Composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$R = \sum (q_i \times S_i) + \sum f_{rj}$$

Σ : la Somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)

q_j : Pression du vent exercé sur l'élément de surface j .

S_i : Aire de l'élément de surface j .

f_{rj} : Forces de frottement.

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

Z_j [m]	Zone	S_x [m ²]	S_y [m ²]	q_{dyn} [N/m ²]	q_{jx} [N/m ²]	q_{jy} [N/m ²]	R_x [N]	R_y [N]
1,525	-1,1	90,2495	61,305	655,263	-677,54	-684,75	-61147,8	-41978,57
4,575	-1,1	90,2495	61,305	871,395	-901,02	-910,61	-81316,87	-55824,84
7,625	-1,1	90,2495	61,305	655,263	-677,54	-684,75	-61147,8	-41978,57
10,675	-1,1	90,2495	61,305	871,395	-901,02	-910,61	-81316,87	-55824,84
13,725	-1,1	90,2495	61,305	980,801	-1014,1	-1024,9	-91526,41	-62833,79
16,775	-1,1	90,2495	61,305	1055,96	-1091,9	-1103,5	-98539,59	-67648,41
19,825	-1,1	90,2495	61,305	1113,69	-1151,6	-1163,8	-103927,2	-71347,06
22,875	-1,1	90,2495	61,305	1160,77	-1200,2	-1213	-108320,8	-74363,34
25,925	-1,1	90,2495	61,305	1200,63	-1241,5	-1254,7	-112040,6	-76916,98
28,975	-1,1	90,2495	61,305	1235,26	-1277,3	-1290,8	-115271,9	-79135,28
	-1,9	90,2495	61,305	1265,91	-1308,9	-1322,9	-118132	-81098,83
	-1,5	90,2495	61,305	1293,43	-1337,4	-1351,6	-120700,3	-82861,98
TOTAL							-1153388	-791812,5

Tab.IV.14. Force résultante.

IV.3. Conclusion :

Par une comparaison des actions du vent à celle du séisme, on remarque que celles-ci sont plus importantes. Et la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible, et pour cela on peut négliger l'effet du vent.



Chapitre V

Etude Sismique



V.1. Introduction :

Un séisme peut prendre naissance en profondeur, lorsque les forces de tension accumulées dépassent un certain seuil, qui est fonction de la nature du sol en place, et en particulier de leur limite d'élasticité.

Il est caractérisé par un point de rupture, appelé hypocentre, situé à une profondeur variable ; on parle de séisme superficiel pour une profondeur de foyer inférieure à 100km, et de séisme Profond pour une profondeur de foyer supérieure à 300km. En surface, les séismes se manifestent par des effets destructeurs variés, qui sont principalement fonction de leur intensité.

Le Nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire. Ainsi il est utile de souligner que lors de la dernière décennie pas moins de 03 séismes de magnitude supérieure ou égale à 5.5 sur l'échelle de Richter ont eu lieu. Ces séismes qui ont touché aussi bien les régions du centre que les régions ouest du pays, ont provoqué d'importants dégâts matériels, et occasionné la perte de nombreuses vies humaines, à moins que les constructions ne soient conçues et construites de manière adéquates pour résister aux secousses sismiques. On comprend par « manière adéquate » la conformité de la construction vis à vis des normes parasismiques en vigueur (RPA99/version 2003).

V.2. Objectifs de l'étude dynamique :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des utilisateurs. L'exécution d'un ouvrage doit respecter la démarche globale de conception parasismique.

Elle doit s'appuyer sur trois points :

- ❖ Respect de la réglementation parasismique.
- ❖ Conception architecturale parasismique.
- ❖ Mise en œuvre soignée.

V.3. Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes :

- ❖ la méthode statique équivalente.
- ❖ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ la méthode d'analyse dynamique par accélélogramme .

V.3.1. Méthode statique équivalente :**V.3.1.1. Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

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

V.3.1.2. Modélisation :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

V.3.1.3. Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99. Ces conditions sont restées inchangées dans l'ADDENDA 2003.

V.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :**V.3.2.1. Principe de la méthode :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

V.3.2.2. Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encasté à la base et

où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

c) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

e) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

Alors la modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation.

V.3.2.3. Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

V.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélélogramme :

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

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

V.4. Classification de l'ouvrage selon le RPA 99 version 2003 :

V.4.1. Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité élevée.

Dans notre cas, **ALGER** situe dans une zone de sismicité moyenne 'ZONE III'.

V.4.2. Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrages de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrages de faible importance.

Groupe d'usage	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tab.V.1. Coefficient d'accélération de zone A.

❖ La classification du système de contreventement :

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tab.V.2. Classification de la structure selon le système de contreventement.

❖ Régularité :

- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4
- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

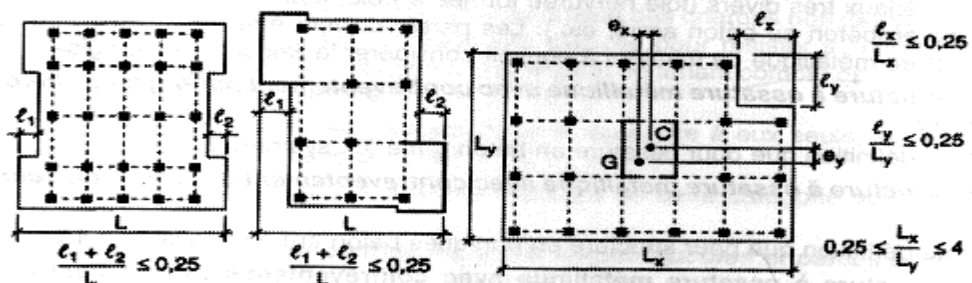


Fig.V.1. limites des décrochements en plans.

- ✓ $(l_1+l_2)/L = 0,2 \leq 0,25$ CV
- ✓ $l_y/L_y = 0,248 \leq 0,25$ CV
- ✓ $0,25 \leq \frac{L_x}{L_y} = 1,47 \leq 4$ CV

La structure est classé irrégulier si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

Classification des zones sismique	Bâtiment implanté en zone III	Colonne I
Classification des ouvrages selon leur importance	Groupe 2	A=0,25
Classification des sites	Site meuble S3	T ₁ = 0.15 s
		T ₂ = 0.50 s
Classification des systèmes de contreventements	Voiles porteurs.	R = 3,5
		C _T = 0.05
Classification de l'ouvrage selon sa configuration	Irrégulier en plan régulier en élévation	Bâtiment irrégulier
La hauteur de la structure	H=30,5m	< 48m

Tab.V.3. Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003.

Le chargement sismique 'E' sera généré automatiquement, en introduisant le spectre du RPA99v2003, qui dépend des coefficients suivants :

❖ **Facteur de qualité Q :**

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Critère q	P_q	Observer / non observer
Condition minimale sur les files de contreventement	0.05	N.O
Redondance en plan	0	O
Régularité en plan	0.05	O
Régularité en élévation	0	N.O
Contrôle de qualité des matériaux	0.05	N.O
Contrôle de qualité de l'exécution		0.1
Σq		0.25

Tab.V.4. Pénalité P_q en fonction des critères de qualités.

$$Q = 1 + 0.25 = 1.25$$

❖ Périodes associées à la catégorie du site T_1 et T_2 :

Donnée par RPA99v2003 (tab 4.7 page 34) Site de catégorie S3 (Site meuble)

$$T_1 = 0.15 \quad T_2 = 0.5$$

❖ facteur de correction d'amortissement η :

Donnée par RPA99v2003 (for 4.3 page 34) $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$

❖ pourcentage d'amortissement critique ξ :

Donnée par RPA99v2003 (tab 4.2 page 26), $\xi = 10\%$ pour voile en béton armé.

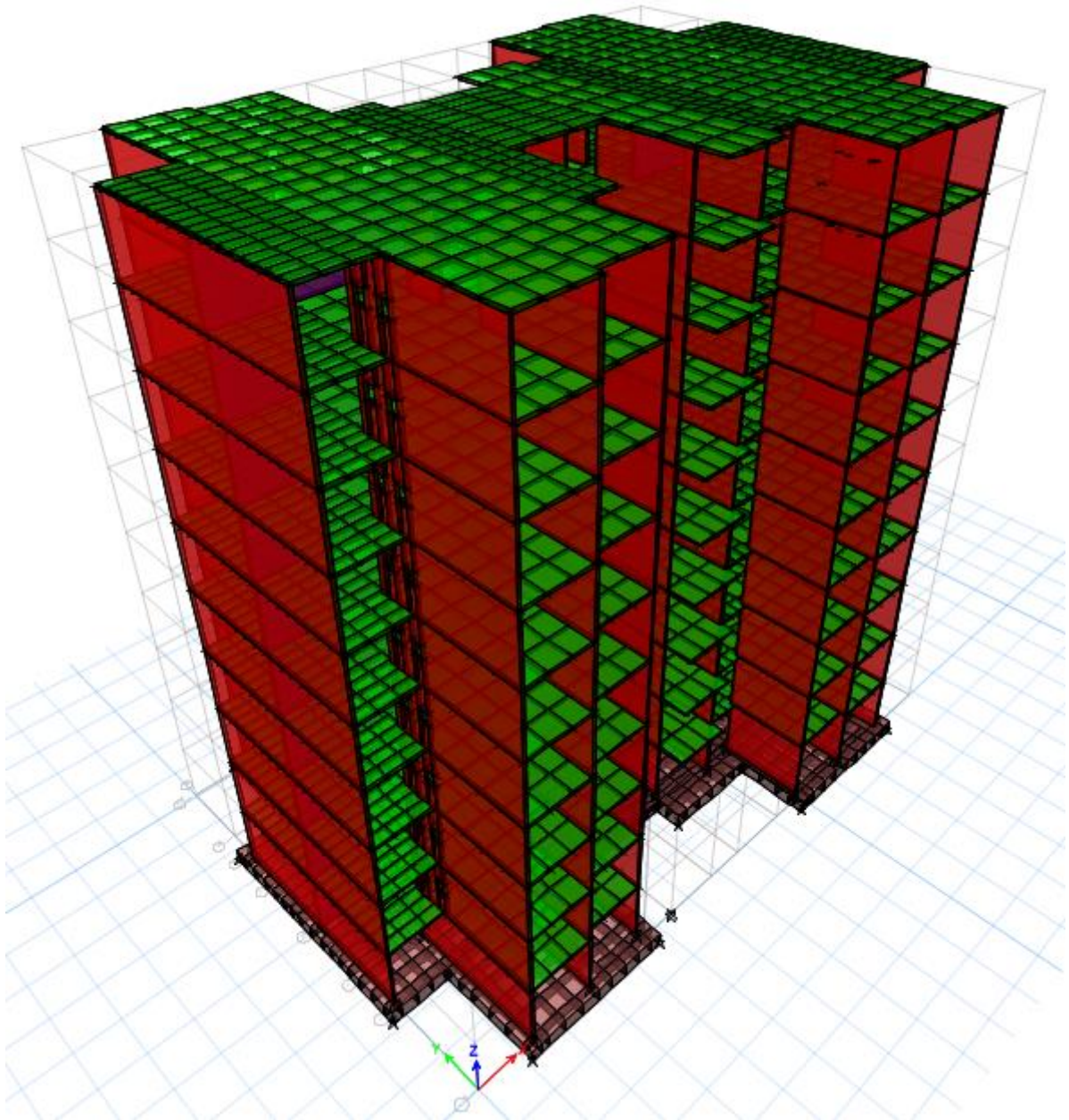


Fig.V.2. Vue en 3D de la structure.

Remarque :

La structure étudiée ne répond pas aux conditions exigées par le **RPA/VERSION 2003** pour l'application de la méthode statique équivalent ; alors que le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale.

V.5. La modélisation de la structure :

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante. Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

L'analyse se fera automatiquement par un logiciel de calcul "**ETABS 18.1.1**" après discrétisation de la structure en élément fini ; ce logiciel offre la possibilité de faire un calcul plus exact et plus simple avec la possibilité d'une étude statique et dynamique toutes en même temps.

V.5.1. Présentation du logiciel ETABS 18.1.1 :

Le 'ETABS 18.1.1' est un logiciel de calcul et de modélisation des structures d'ingénierie, relevant du domaine des bâtiments, travaux publics et constructions hydrauliques.

ETABS offre des nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, ainsi il facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

Il est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire pour la version qu'on utilise.

V.5.2. Pourquoi l'ETABS ?

Nous avons fait appeler au logiciel (ETABS) pour déterminer :

- Les périodes propres.
- Les coefficients de participation modale α_i .
- Les déplacements des planchers.
- Les forces sismiques.

V.5.3. Démarches de modélisation de notre structure :

Lors de modélisation de notre structure en ETABS dans une fenêtre d'utilisation complètement graphique, on a suivi les étapes suivantes :

- 1) définition de la géométrie de la structure.
- 2) définition des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments (voiles, et dalles).
- 3) détermination des conditions aux appuis.

- 4) détermination des chargements de la structure.
- 6) définition et imposition de spectre de réponse sur la structure.

V.5.4. Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « **Shell** » à quatre nœuds.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

V.5.5. Modélisation de la masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ RPA99/Version 2003 (dans notre cas $\beta = 0.2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir 2.5t/m³.

V.5.6. Nombre de mode à considérer :

D'après les RPA99/Version2003 (article 4.3.4 -a) :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

V.6. L'analyse dynamique de la structure par ETABS :**V.6.1. Spectre de réponse de calcul :**

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul.

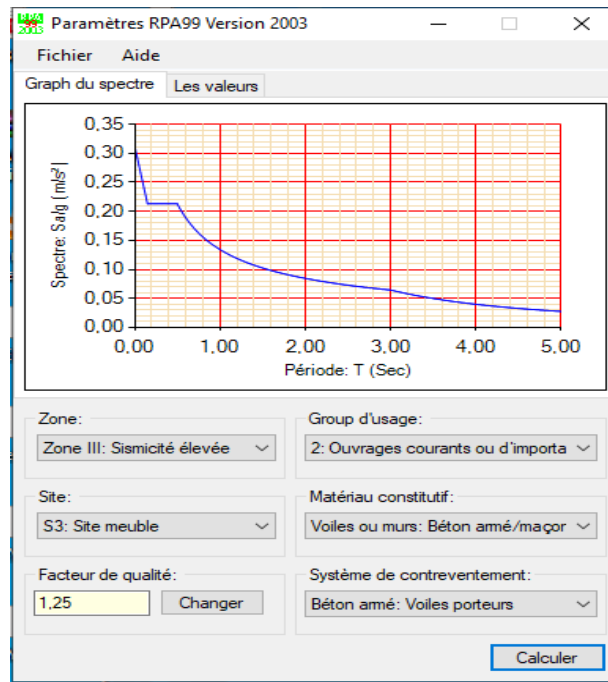


Fig.V.3. Le spectre de réponse.

V.6.2. Disposition des voiles :

Le système structural choisi est un système contreventé par voiles, donc il a une seule disposition :

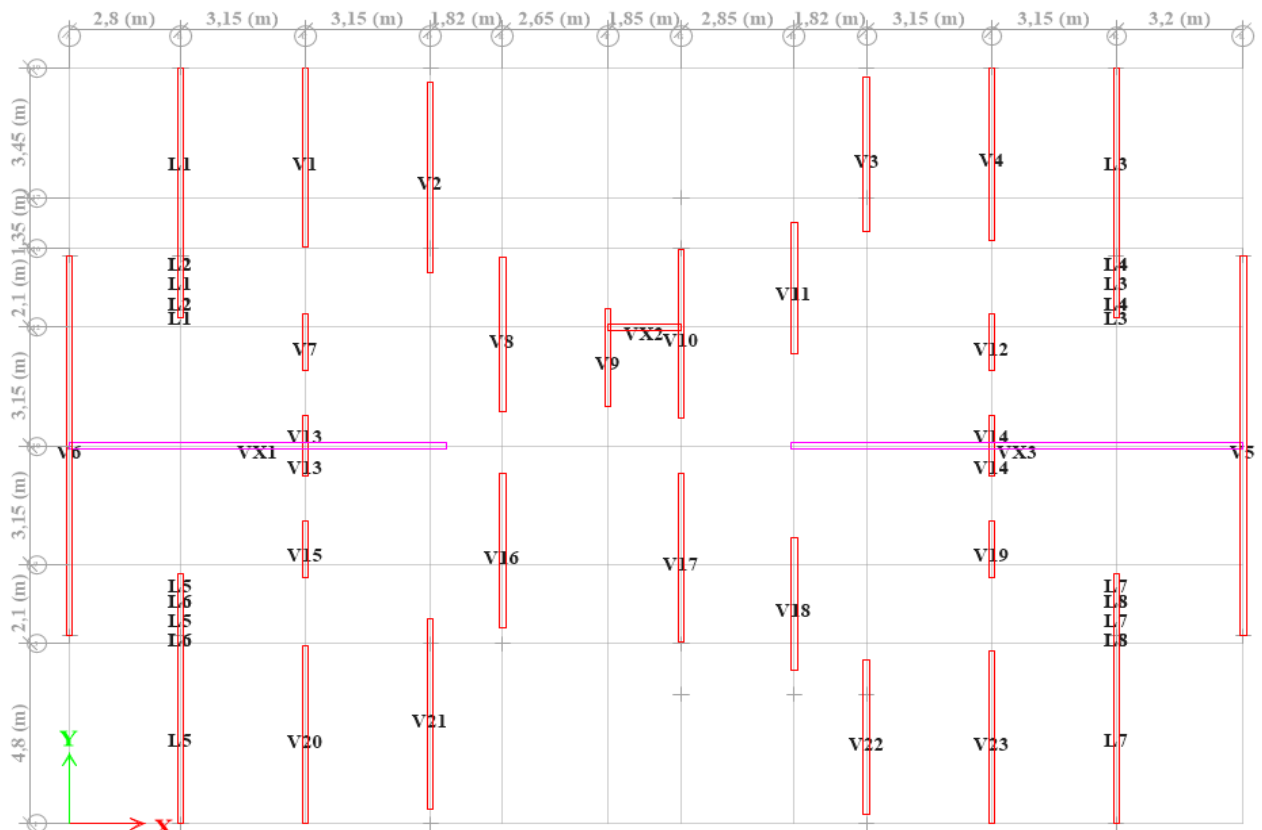


Fig.V.4. La disposition du voile proposé.

V.6.3. Résultat de calcul modal :

- **Les modes propres :** Les différents modes propres de vibration de la structure sont présentés dans le tableau suivant :

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ
	sec	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN
1	0,401	71,170	0,000	0,000	71,170	0,000	0,000	0,000
2	0,392	0,000	54,280	0,000	71,170	54,280	0,000	13,490
3	0,367	0,000	13,640	0,000	71,170	67,920	0,000	54,000
4	0,105	18,820	0,001	0,000	89,990	67,920	0,000	0,000
5	0,087	0,002	17,440	0,000	89,990	85,360	0,000	1,230
6	0,080	0,000	1,110	0,000	89,990	86,470	0,000	18,430
7	0,052	5,300	0,000	0,000	95,300	86,470	0,000	0,000
8	0,037	0,000	6,770	0,000	95,300	93,240	0,000	0,030
9	0,034	2,370	0,000	0,000	97,660	93,240	0,000	0,000
10	0,025	1,430	0,010	0,000	99,100	93,250	0,000	0,010
11	0,019	0,100	5,280	0,000	99,190	98,530	0,000	0,100
12	0,018	0,800	0,480	0,000	99,990	99,010	0,000	0,000

Tab.V.5. Périodes et participation massique

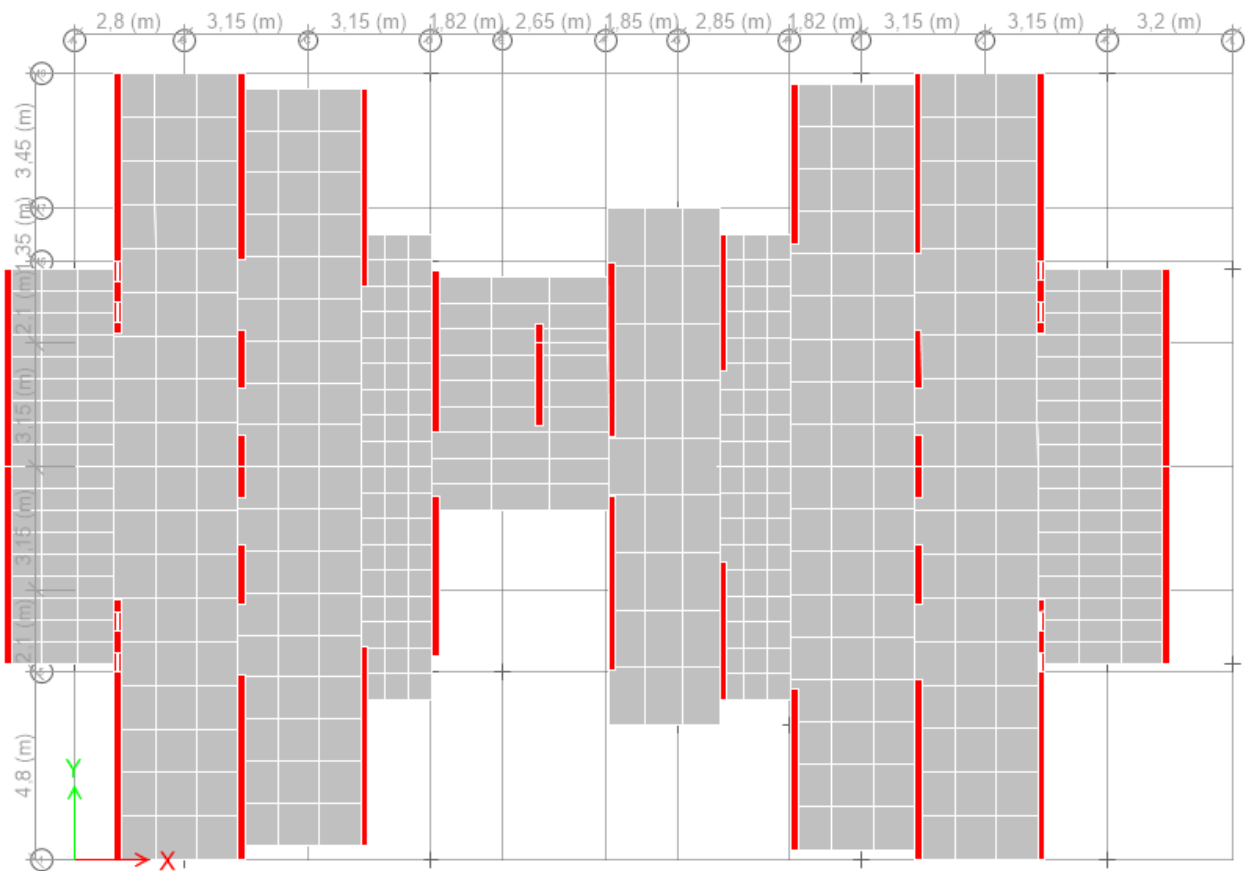


Fig.V.5. Mode 1 : translation selon X.

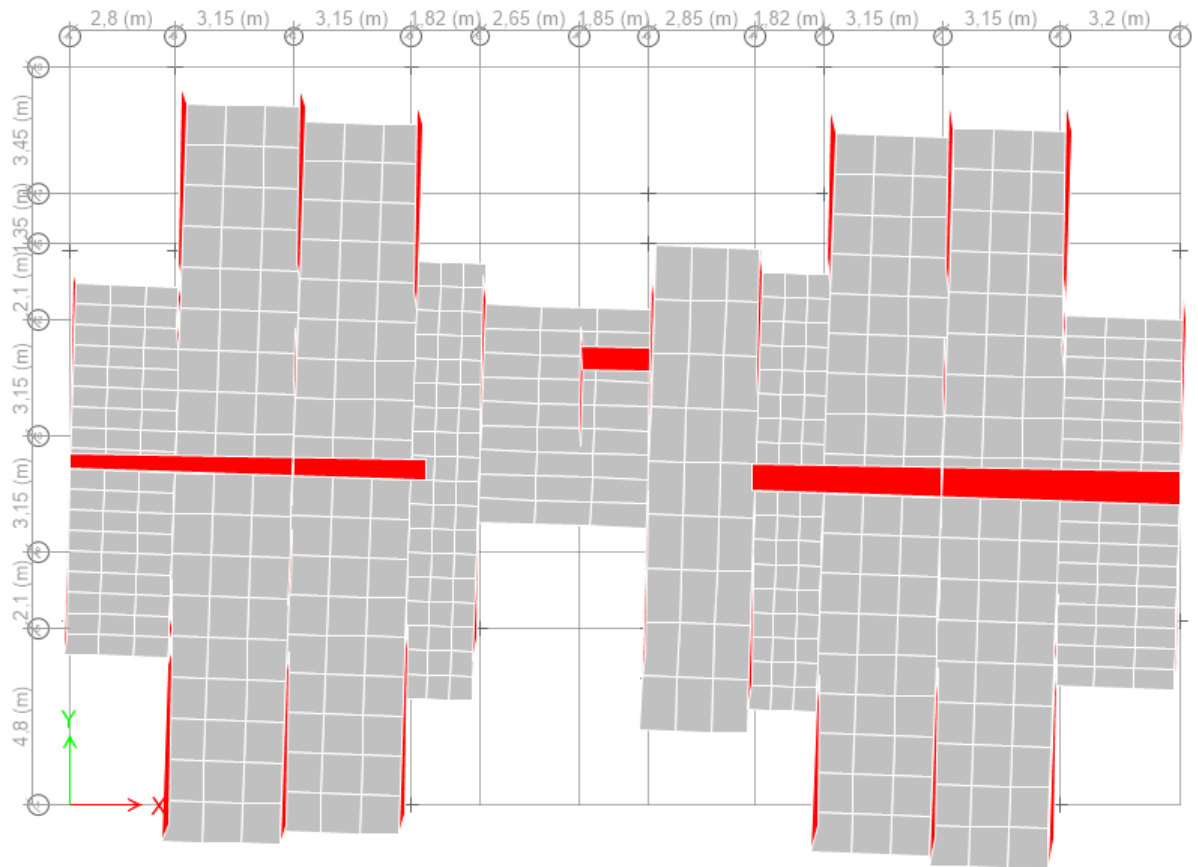


Fig.V.6. Mode 2 : translation selon Y.

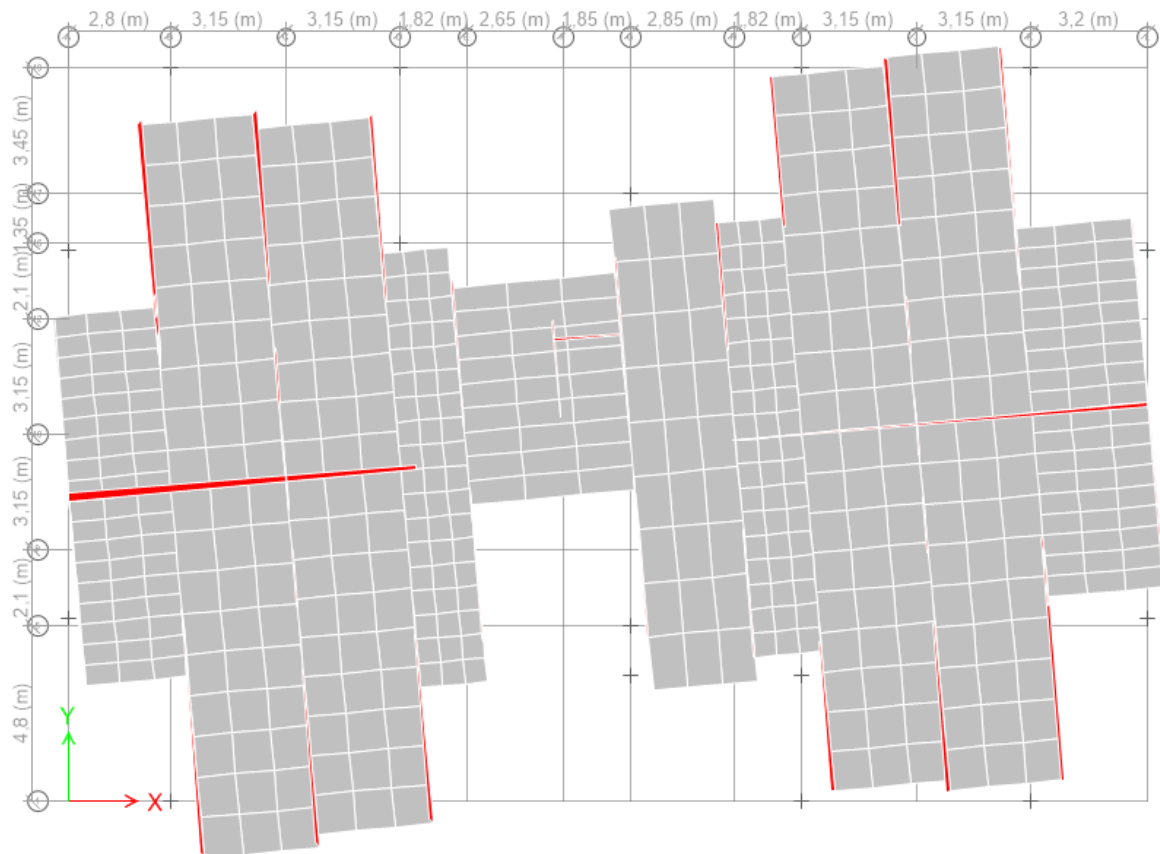


Fig.V.7. Mode 3 : rotation selon Z.

V.6.4. Caractéristiques de la structure :**A- Estimation empirique de la période fondamentale :**

Dans notre cas (structure par voile), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 des RPA99/Version 2003.

$$\text{On a de : } T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{d}} \right\}$$

- h_N : Hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau [4.6] des RPA99/Version2003.
- d : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

	C_T	$h_N(\text{m})$	$d(\text{m})$	$C_T \times h_N^{3/4}$	$0.09 \frac{h_N}{\sqrt{d}}$	T (sec)
Sens X	0,05	30,5	29,59	0,64892556	0,504626283	0,504626283
SensY	0,05	30,5	20,1	0,64892556	0,612271889	0,612271889

Tab.V.6. Période fondamental de la structure.

B. Poids total de la structure

Le poids de la structure W est égal à la somme des poids W_i de chaque niveau (i).

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

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau [4.5]. des RPA99/Version 2003.

Dans notre cas et pour Un bâtiment d'habitation et commerciale : $\beta = 0,20$

Story	Load	masse(kg)	W(KN)
RDC	G+0,2Q	466411	4578,51
R+1	G+0,2Q	456485	4476,59
R+2	G+0,2Q	456485	4476,59
R+3	G+0,2Q	456485	4476,59
R+4	G+0,2Q	456485	4476,59
R+5	G+0,2Q	456485	4476,59
R+6	G+0,2Q	456485	4476,59
R+7	G+0,2Q	456485	4476,59
R+8	G+0,2Q	456485	4476,59
R+9	G+0,2Q	385991	4635,25
TOTAL		45026,48	

Tab.V.7. Poids de chaque niveau.

Poids total de la structure **W= 45026,48KN**

C. Le centre de gravité des masses :

Le centre de gravité des masses est le barycentre des masses, et le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme,...etc.) des éléments suivants seront pris en considération :

- Les planchers (dalles).
- Les voiles.
- Les escaliers.

D. Le centre de torsion :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles. Deux cas de figure peuvent se présenter à nous.

Le centre gravité des masses et le centre de torsion sont confondus. Les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'un mouvement de translation.

Le centre gravité des masses est excentré par rapport au centre de torsion, alors la structure subie une translation et une rotation simultanément.

E. Calcul de l'excentricité théorique et l'excentricité accidentelle :

- **L'excentricité théorique :** c'est celle calculée précédemment

$$e_{xth} = X_G - X_C.$$

$$e_{yth} = Y_G - Y_C.$$

- **L'excentricité accidentelle :**

Fixée par le **RPA 99/Version 2003** à : $\pm 5\% L$.

Sens X: $e_{ax} = 0,05 L_x$ avec : $L_x = 29.59m$

$$e_{ax} = 1,487m.$$

Sens Y: $e_{ay} = 0,05 L_y$ avec : $L_y = 20,1 m$

$$e_{ay} = 1,005m.$$

Niveau	Centre masses [ETABS]		Centre de rigidité [ETABS]		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		
	X _{CM} [m]	Y _{CM} [m]	X _R [m]	Y _R [m]	X[m]	Y[m]	X[m]	Y[m]	e _{thé} <e _{accé}
RDC	14,7467	10,1006	14,4636	10,2119	0,2831	-0,1113	1,487	1,005	C.V
R+1	14,7795	10,1566	14,3913	10,1723	0,3882	-0,0157	1,487	1,005	C.V
R+2	14,7795	10,1566	14,3545	10,1569	0,425	-0,0003	1,487	1,005	C.V
R+3	14,7795	10,1566	14,3238	10,1508	0,4557	0,0058	1,487	1,005	C.V
R+4	14,7795	10,1566	14,2952	10,1494	0,4843	0,0072	1,487	1,005	C.V
R+5	14,7795	10,1566	14,2691	10,1505	0,5104	0,0061	1,487	1,005	C.V
R+6	14,7795	10,1566	14,246	10,1525	0,5335	0,0041	1,487	1,005	C.V
R+7	14,7795	10,1566	14,2267	10,1548	0,5528	0,0018	1,487	1,005	C.V
R+8	14,7795	10,1566	14,2116	10,1568	0,5679	-0,0002	1,487	1,005	C.V
R+9	14,8133	10,1622	14,2012	10,1583	0,6121	0,0039	1,487	1,005	C.V

Tab.V.8. Valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité (théorique+ accidentelle).

Suivant le tableau :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{x\text{ thé}} = 0,61m < e_{x\text{ accé}} = 1,487 m \quad \dots \dots \dots \text{C.V} \\ e_{y\text{ thé}} = 0,0039m < e_{y\text{ accé}} = 1,005 m \quad \dots \dots \dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

V.6.5. Vérifications réglementaires :

A. Période fondamentale théorique :

-Les périodes fondamentales sont proches de celles des formules empiriques.

	C_T	$h_N(m)$	$d (m)$	$C_T \times h_N^{3/4}$	$0.09 h_N/d$	$T (sec)$
Sens X	0,05	30,5	29,59	0,64893	0,50462628	0,50462628
SensY	0,05	30,5	20,1	0,64893	0,61227189	0,61227189

Tab.V.9. Valeur de Période fondamentale théorique

$T_{empirique} = 0,9h_N/d^{0,5} = 0,96sec.$

$T_{numérique} = 0,401sec. < 1,3 \times T_{empirique}.....C.V.$

- 1) les 1^{er} et 2^{ème} mode sont des modes de translation
- 2) les 3^{ème} est un mode de torsion
- 3) La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 7^{ème} mode.
- 4) Le minimum de modes(K) à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée :

$K=3 \times (N)^{1/2}$ et $T_k \leq 0.20secondes.$

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol.

T_k : la période de modes K.

$N=10 \Rightarrow K \geq 3 \times (10)^{1/2} K=12$; donc on prend 12 modes

$T_{12} = 0.018s \leq 0.20secondes.....C.V$

B. Vérification des déplacements :

- Vérification de l'effort sismique :

Story	Load	Loc	VX	VY
STORY1	GQEX MAX	Bottom	7095,37	6789,9975

Tab.V.10. Valeurs des efforts sismique

• **Facteur de correction d'amortissement :**

Donné par la formule suivante : $\eta = \left(\frac{7}{2 + \xi} \right)^{1/2} \geq 0.7$ Avec : ξ (%) est le pourcentage

d'amortissement critique qui est fonction du matériau constitutif ; du type de structure et de l'importance des remplissages. $\xi = 10\%$ et Donnée par **RPA99v2003 (tab 4.2 page 48)**,

$\xi = 10\%$; pour voile en béton armé.

Alors : $\eta=0,763$

• **Coefficient dynamique (Site : S3) :**

La valeur de D est donnée par les formules qui suit :

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

$T_1= 0,15 \text{ sec}$; $T_2= 0,50 \text{ sec}$

Avec : $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$; où (ξ %) est le pourcentage d’amortissement critique.

- ♦ $\eta = 0,76$. $T_x = 0,5s$ donc $T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow D_x = 1,88$.
- ♦ $\eta = 0,76$. $T_y = 0,61s$ donc $T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow D_y = 1,66$.

❖ **Calculs de la résultants des forces sismiques « V_{bs} »:**

$$V = \frac{AdQ}{R} W \quad \begin{cases} V_x = \frac{(0,3 \times 1,88 \times 1,25 \times 45026,482)}{3,5} = 7591,665 \text{KN} \\ V_y = \frac{(0,3 \times 1,66 \times 1,25 \times 45026,482)}{3,5} = 6673,506 \text{KN} \end{cases}$$

$0,8V_{xs} = 6073,332 \text{KN}$.

$0,8V_{ys} = 5338.804 \text{ KN}$.

Selon le RPA99, il faut avoir : $D_{dynamique} \geq 80\% S_{statique}$

Résultante des forces sismiques à la base : d’après logiciel ETABS :

- ✓ $V_{dyx} = 7095,37 \text{ KN} > 0.8 V_{stax} = 6073,332 \text{ KN} \dots\dots\dots CV$
- ✓ $V_{dyny} = 6789,997 \text{ KN} > 0.8 V_{stay} = 5338.804 \text{ KN} \dots\dots\dots CV$

V.7. Modélisation par brochette :

Le poids de chaque étage est concentré au niveau du centre de gravité de celui-ci, ainsi on obtient un système de 2 poids avec un seul degré de liberté (le déplacement horizontal). Les planchers sont considérés rigides, et le déplacement vertical est supposé négligeable. En conséquence, le bâtiment sera représenté par les systèmes suivant :

• **Distribution de l’effort sismique selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$V = F_t + \sum Fi$. Avec :

- ✓ F_t : force concentrée au sommet de la structure.
- ✓ F_i : force horizontale au niveau i.

$$F_t = 0,07 T \cdot V$$

V : l'effort tranchants dynamique de la structure à la base selon les deux directions.

T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à 0,7 sec.

$$\text{Pour } \begin{cases} T_x = 0,5s \\ T_y = 0,61s \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} F_{tx} = 0,07 \times 0,5 \times 7095,37 = 250,63 \text{ KN.} \\ F_{ty} = 0,07 \times 0,61 \times 6789,99 = 291,012 \text{ KN} \end{cases}$$

Story	Load	Loc	VX	VY	Ftx	Fty
STORY1	GQEX	Bottom	7095,37	6789,9975	250,6356777	291,0127215

Tab.V.11. Force concentrée au sommet de la structure

Alors :

$$\begin{cases} \text{Le sens X : } V_x - F_t = 6844,73 \text{ KN.} \\ \text{Le sens Y : } V_y - F_t = 6498,98 \text{ KN.} \end{cases}$$

La partie restante ($V - F_t$) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum W_j h_j} \dots \dots \dots \text{ Avec : } W_i : \text{ poids de niveau } i.$$

H_i : niveau de plancher (à partir de la base) ou s'exerce la force F_i .

• Le sens X:

NIVEAU	W_i (KN)	h_i (m)	$V - F_t$ (KN)	$W_i \times h_i$ (KN.m)	F_{Xi} (KN)
RDC	4578,508	3,050	6844,733	13964,448	126,416
R+1	4476,590	6,100	6844,733	27307,199	247,204
R+2	4476,590	9,150	6844,733	40960,799	370,806
R+3	4476,590	12,200	6844,733	54614,398	494,408
R+4	4476,590	15,250	6844,733	68267,998	618,010
R+5	4476,590	18,300	6844,733	81921,597	741,612
R+6	4476,590	21,350	6844,733	95575,197	865,214
R+7	4476,590	24,400	6844,733	109228,796	988,816
R+8	4476,590	27,450	6844,733	122882,396	1112,418
R+9	4635,255	30,500	6844,733	141375,271	1279,829

Tab.V.12. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X.

- Le sens Y:

NIVEAU	W_i (KN)	h_i (m)	V- F_t (KN)	$W_i \times h_i$ (KN.m)	F_{y_i} (KN)
RDC	4578,508	3,050	6498,985	13964,448	120,030
R+1	4476,590	6,100	6498,985	27307,199	234,717
R+2	4476,590	9,150	6498,985	40960,799	352,075
R+3	4476,590	12,200	6498,985	54614,398	469,434
R+4	4476,590	15,250	6498,985	68267,998	586,792
R+5	4476,590	18,300	6498,985	81921,597	704,151
R+6	4476,590	21,350	6498,985	95575,197	821,509
R+7	4476,590	24,400	6498,985	109228,796	938,868
R+8	4476,590	27,450	6498,985	122882,396	1056,226
R+9	4635,255	30,500	6498,985	141375,271	1215,181

Tab.V.13. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y.

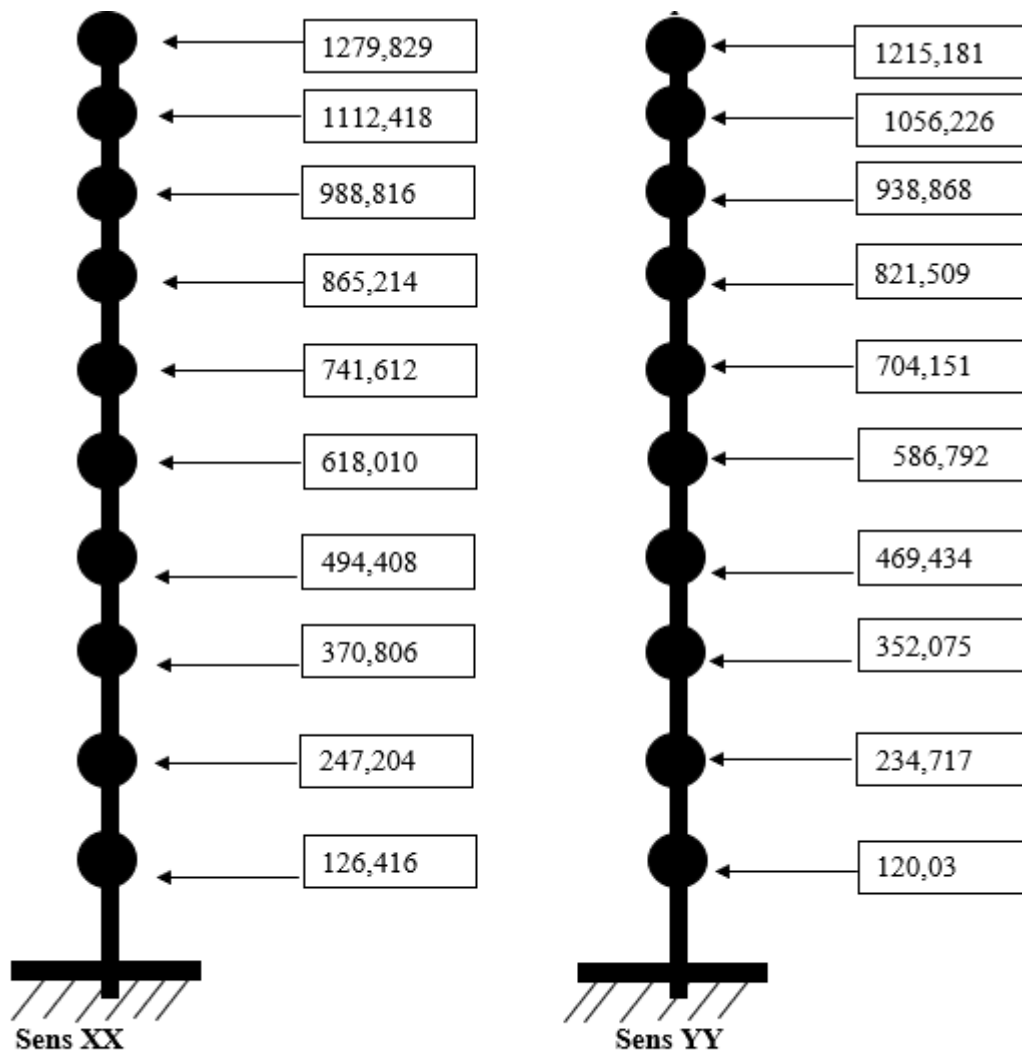


Fig.V.8. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.

Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :

$$V_k = F_t + \sum_k^n F_i$$

NIVEAU	Hi	Fix	Ftx	Vi x	Fi y	Fty	Vi y
	(m)	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]
RDC	3,050	126,416	250,636	377,052	120,030	291,013	411,043
R+1	6,100	247,204	250,636	497,840	234,717	291,013	525,730
R+2	9,150	370,806	250,636	621,442	352,075	291,013	643,088
R+3	12,200	494,408	250,636	745,044	469,434	291,013	760,447
R+4	15,250	618,010	250,636	868,646	586,792	291,013	877,805
R+5	18,300	741,612	250,636	992,248	704,151	291,013	995,164
R+6	21,350	865,214	250,636	1115,850	821,509	291,013	1112,522
R+7	24,400	988,816	250,636	1239,452	938,868	291,013	1229,881
R+8	27,450	1112,418	250,636	1363,054	1056,226	291,013	1347,239
R+9	30,500	1279,829	250,636	1530,464	1215,181	291,013	1506,193

Tab.V.14. La distribution de l'effort tranchant selon la hauteur.

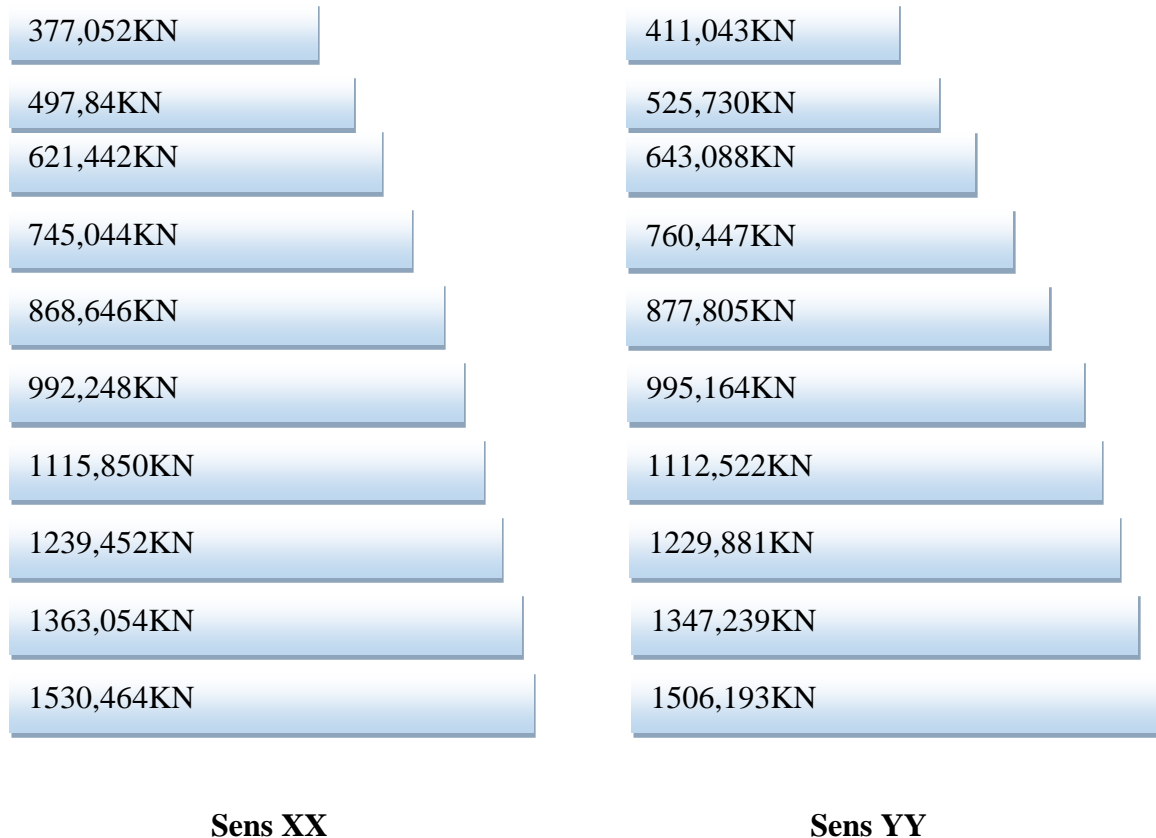


Fig.V.9. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur.

-Vérification de la stabilité au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$ Avec

$$M_{res} = w \times \frac{L_{c/x}}{2}$$

$$M_{renv} = \sum F_i \times h_i$$

	W	L(m)	Moment résistant	Moment renversement	Mrés/ Mren	(Mrés/ Mren)>=1,5
Sens X	45026,48	29,74	669543,7918	146484,4081	4,570751254	<i>cond vérifié</i>
Sens Y	45026,48	20,1	452516,1471	139085,0298	3,253521588	<i>cond vérifié</i>

Tab.V.15. La stabilité au renversement.

Résultat : la construction est stable.

• Vérification des déplacements latéraux inters- étages :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99v2003** concerne les déplacements latéraux inter étages. Selon **RPA99v2003 (art 5.10 page 62)** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$ Avec : $\bar{\Delta} = 0.01h_e = 0.01 \times 3.05 = 0.0305m = 3.05cm$

h_e : représente la hauteur de l'étage.

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x; \delta_K^x = R \cdot \delta_{eK}^x \text{ et } \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y; \delta_K^y = R \cdot \delta_{eK}^y$$

Δ_K^x : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens $x-x$ (de la même manière dans le sens $y-y$. Δ_K^y).

δ_{eK}^x : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens $x-x$ (de la même manière dans le sens $y-y$, δ_{eK}^y) et R : coefficient de comportement ; avec : **R = 3.5**

Niv	x (cm)	Dey (cm)	x	Dy (cm)	$\bar{\Delta}$	$\Delta_K^{x,y} \leq \bar{\Delta}$
			(cm)			
9	1,2435	1,1486	0,4578	0,47355	3,05	CV
8	1,1127	1,0133	0,4851	0,4886	3,05	CV
7	0,9741	0,8737	0,50645	0,4991	3,05	CV
6	0,8294	0,7311	0,51765	0,5012	3,05	CV
5	0,6815	0,5879	0,51625	0,49	3,05	CV
4	0,534	0,4479	0,4977	0,4627	3,05	CV
3	0,3918	0,3157	0,4613	0,4151	3,05	CV
2	0,26	0,1971	0,40145	0,34265	3,05	CV
1	0,1453	0,0992	0,3171	0,2422	3,05	CV
RDC	0,0547	0,03	0,19145	0,105	3,05	CV

Tab.V.16. Vérification des déplacements inter- étages sens X-X et Y-Y.

- **Justification vis à vis de l'effet P-Δ :**

L'effet du 2ème ordre (ou effet P-Δ) peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour chaque niveau : $\Theta = \frac{P_K \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$

P_K : poids 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 : 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 : $0.1 < \Theta_k < 0.2$ les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $1/(1 - \Theta_k)$.

Si : $\Theta_k > 0.2$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

✓ Sens transversal (X-X) :

Niveau	[KN]	Pk [KN]	Δk [m]	hi[m]	V_i x [KN]	Θ	< 0.1
RDC	4606,28	45026,482	0,00055	3,05	377,052	0,02142	CV
R+1	4447,61	40447,975	0,00145	3,05	497,84	0,03871	CV
R+2	4447,62	35971,385	0,0026	3,05	621,442	0,04934	CV
R+3	4447,61	31494,795	0,00392	3,05	745,044	0,0543	CV
R+4	4447,62	27018,205	0,00534	3,05	868,646	0,05446	CV
R+5	4447,61	22541,615	0,00682	3,05	992,248	0,05076	CV
R+6	4447,62	18065,025	0,00829	3,05	1115,85	0,04402	CV
R+7	4447,61	13588,435	0,00974	3,05	1239,45	0,03501	CV
R+8	4447,62	9111,845	0,01113	3,05	1363,05	0,02439	CV
R+9	4586,13	4635,255	0,01244	3,05	1530,46	0,01235	CV

Tab.V.17. Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens X-X.

✓ Sens transversal (Y-Y) :

Niveau	[KN]	Pk [KN]	Δk [m]	hi[m]	V_i x [KN]	Θ	< 0.1
RDC	4606,28	44773,33	0,0003	3,05	411,043	0,01071	CV
R+1	4447,61	40325,72	0,00099	3,05	525,73	0,02495	CV
R+2	4447,62	35878,1	0,00197	3,05	643,088	0,03605	CV
R+3	4447,61	31430,49	0,00316	3,05	760,447	0,04278	CV
R+4	4447,62	26982,87	0,00448	3,05	877,805	0,04514	CV
R+5	4447,61	22535,26	0,00588	3,05	995,164	0,04365	CV
R+6	4447,62	18087,64	0,00731	3,05	1112,52	0,03897	CV
R+7	4447,61	13640,03	0,00874	3,05	1229,88	0,03177	CV
R+8	4447,62	9192,41	0,01013	3,05	1347,24	0,02267	CV
R+9	4586,13	4606,28	0,01149	3,05	1506,19	0,01152	CV

Tab.V.15. Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens Y-Y.

On remarque que $\theta_k < 0.1$ (dans les deux sens) pour tous les niveaux on peut conclure donc que l'effet **P-Δ** peut être négligé.

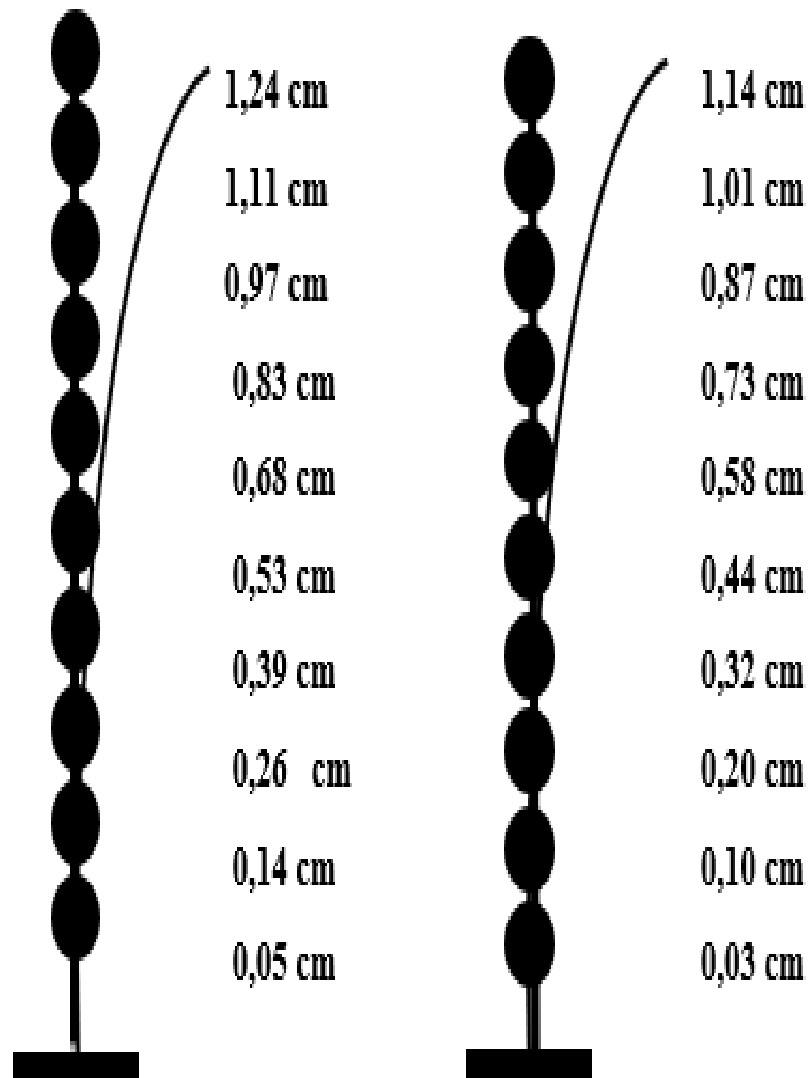
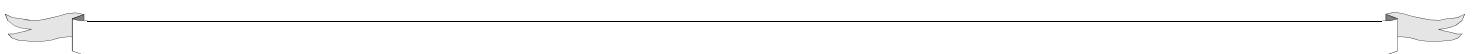


Fig .V.10. Déplacement horizontal dans les deux sens.



Chapitre VI

Ferraillage des éléments de contreventement



VI.1. Introduction:

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieures à celles du vent et sous les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- - Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

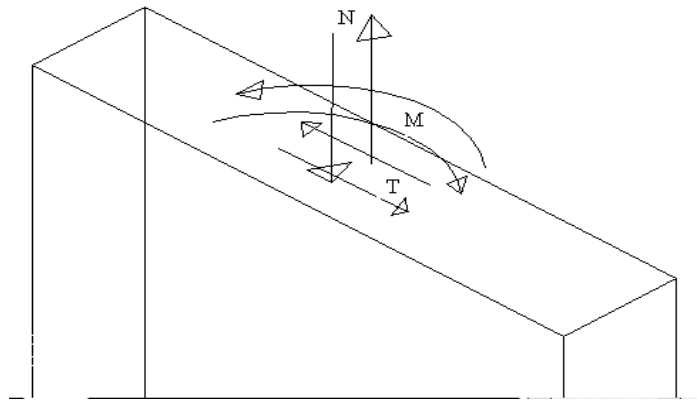


Fig.VI.1. VOILE soumis à la flexion composée.

- **Voiles pleins :**

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- ✓ Des aciers verticaux.
- ✓ Des aciers horizontaux.

1) Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- ❖ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- ❖ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- ❖ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- ❖ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ❖ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

2) Aciers horizontaux :

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile. Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

a) Règles communes :

- ❖ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - ✓ $S \leq 1,5e$ avec e : Epaisseur du voile.
 - ✓ $S \leq 30$ cm.
- ❖ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ❖ Le diamètre Φ_t des épingles est :
 - ✓ $\Phi_t = 6$ mm lorsque $\Phi_v \leq 20$ mm.
 - ✓ $\Phi_t = 8$ mm lorsque $\Phi_v > 20$ mm.
- ❖ Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ❖ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - ✓ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
 - ✓ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges

b) Calcul du ferraillage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur d tel que :

- $d \leq \min (h_e/2 ; 2 \cdot l'/3)$.

Avec : l' : étant la largeur de la zone comprimée.

- h_e : étant la hauteur entre nue de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul du ferraillage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

c) Etude des sections :

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possible :

- a) Section entièrement comprimée. SEC.
- b) Section entièrement tendue. SET.
- c) Section partiellement comprimée SPC.

c.1) Section partiellement comprimée SPC :

$$\sigma_{A,B} = N/A \pm M \cdot Y/I.$$

$\left\{ \begin{array}{l} A : \text{Surface.} \\ I : \text{Moment d'inertie.} \\ M : \text{Moment de flexion.} \end{array} \right.$

❖ **Si : M > 0**..... $\sigma_A > 0$ et $\sigma_B < 0$

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer ' L_t' en utilisant les triangles semblables :

$$t_g \alpha = \sigma_B / L_t = \sigma_A / (L - L_t) \dots \dots \dots L_t = \frac{L \cdot \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B} .$$

- L'effort tranchant dans la zone tendue est donnée par : $T = 0,50 \cdot \sigma_B \cdot L_t \cdot b$.

- La section d'armature nécessaire est donnée par : $A_{ca1} = T \cdot \gamma_s / f_e$.

❖ **Si M < 0**..... $\sigma_A < 0$ et $\sigma_B > 0$:

$$t_g \alpha = \sigma_A / L_t = \sigma_B / (L - L_t) \dots \dots \dots L_t = \frac{L \cdot \sigma_A}{\sigma_A + \sigma_B} .$$

-L'effort tranchant dans la zone tendue est donnée par : $T = 0,50 \cdot \sigma_A \cdot L_t \cdot b$.

-La section d'armature nécessaire est donnée par : $A_{cal} = T \cdot \gamma_s / f_e$.

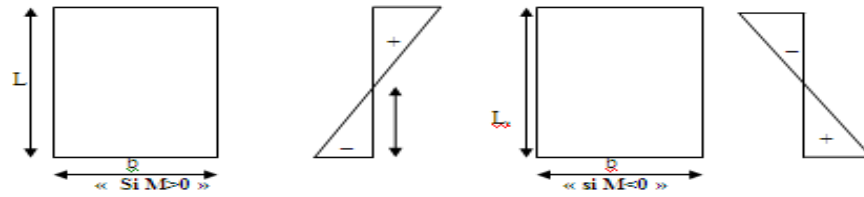


Fig.VI.2. Section partiellement comprimée.

c.2) Section entièrement comprimée SEC :

Dans ce cas, on a deux contraintes de compression (σ_A, σ_B) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression,

c.3) Section entièrement tendue. SET :

Dans ce cas, on a deux contraintes de traction (σ_A, σ_B) :

- ✓ la longueur tendue est égal à « L »..... $L=L_T$.
- ✓ l'effort de traction est donnée par : $T = (3 * \sigma_A + \sigma_B) * L * b / 2$.
- ✓ La section d'armatures nécessaire est donnée par : $A_{CAL} = T * \gamma$

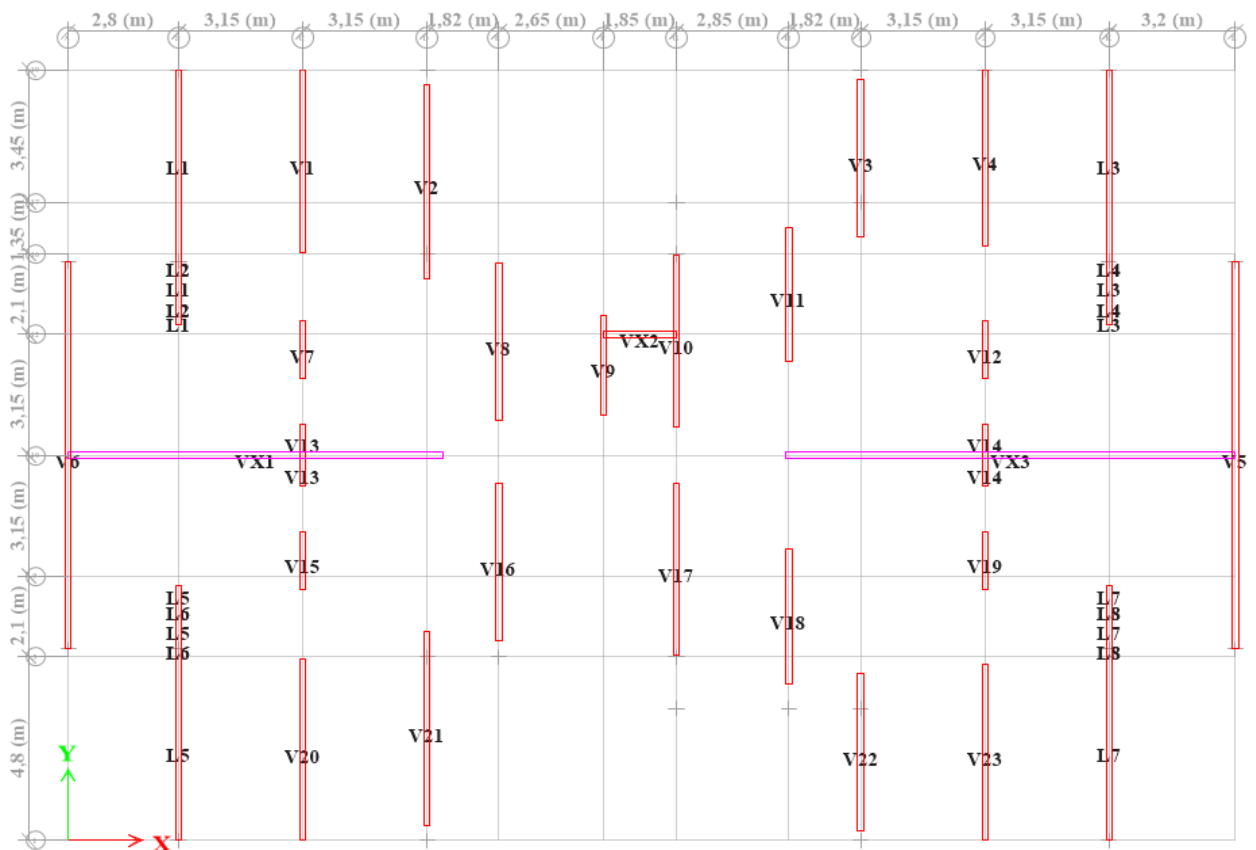


Fig.VI.3.Vue en plan des voiles existants.

d) Ferrailage des voiles :**d.1) Calcul de ferrailage vertical :**

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile :

- $A_{\min}=0,15\% b \cdot L$ globalement dans la section du voile.
- $A_{\min}=0,10\% b \cdot L$ dans la zone courante.

Espacement des armatures verticales :

A chaque extrémité des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

e) Combinaison d'action :

D'après **RPA99v2003** les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations de calcul sont :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 G \pm E$$

VI.2. Exemple de calcul (Voile V1,V20) :

Les données utilisées sont les suivantes :

Section : $L = 4,8 \text{ m}$; $b = 0,15 \text{ m}$.

Moment d'inertie : $I = 0,15 \cdot 4,8^3 / 12 = 1,39 \text{ m}^4$.

$M = 2416.306 \text{ KN.m}$.

$N = 526.9138 \text{ KN.m}$

Les valeurs à calculer sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_A = 4926.8 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_B = -3463.151 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{On a deux contraintes de signe opposée, alors SPC.}$$

$$L_t = \frac{L \cdot \sigma_{\text{inf}}}{\sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}} = \frac{4.8 \cdot 3463.1512}{3463.151 + 4926.8} = 1.98 \text{ m}$$

$$T = 0,50 \cdot \sigma_{\text{INF}} \cdot L_t \cdot b = 514.619 \text{ KN} .$$

$$A_s \text{ cal} = T \cdot \gamma_S / f_e$$

$$A_s \text{ cal} = 1.479 \text{ cm}^2$$

• Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003 :

D'après le RPA 99/version2003 (Art 7.7.4.1) : $A_{\text{rpa}} = 0,20\% b L_t$.

b: Epaisseur du voile.

L_t : Longueur de la section tendue.

$$A_{\text{minRPA}} = 5.94 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,0015 \cdot b \cdot L = 10.8 \text{ cm}^2 .$$

$$A_s = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_{\text{RPA}}) = 10.8 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$St \leq \min (1,5 \text{ e. } 30) = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Soit: } St = 20 \text{ cm}.$$

✓ **En zone courante** : pour une face.

$$St \leq \min (1,5 \text{ e. } 30) = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Soit: } St = 20 \text{ cm}.$$

$$\text{Alors, on prend: } 2\text{HA}12 + 16\text{HA}10 = 14.9 \text{ cm}^2.$$

✓ **En zone d'about** : pour une face.

$$S_{\text{ta}} = St/2 = 10 \text{ cm}. \text{ Alors, on prend : } 6\text{HA}12 = 4.74 \text{ cm}^2$$

Alors, Pour toute la longueur du voile : $A_v = 32\text{HA}10 + 16\text{HA}12 = 43.36 \text{ cm}^2$. Pour 1 face.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

✓ **Les autres voiles** :

Sens YY et Sens XX :

Voile	V1	V20	V4	V23	V9
M(KN.m)	2416.31	2438.12	2467.68	2478.26	519.19
N(KN)	526.91	1409.65	2437.05	1434.49	794.23
L(m)	4.80	4.80	4.80	4.80	2.60
b(m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
I(m⁴)	1.38	1.38	1.38	1.38	0.22
S(m²)	0.72	0.72	0.72	0.72	0.39
Y(cm)	2.40	2.40	2.40	2.40	1.30
σ_A (KN/m ²)	4926.80	6190.70	7668.96	6294.88	5108.62
σ_B (KN/m ²)	-3463.15	-2275.00	-899.38	-2310.19	-1035.64
N S	Spc	Spc	Spc	SPC	SPC
Lt (m)	1.98	1.29	0.50	1.29	0.44
T (KN)	514.62	220.09	33.99	223.28	34.04
A_{S cal}(cm²)	1.48	0.63	0.98	0.64	0.10
A_{S rpa} (cm²)	5.94	3.87	1.51	3.87	1.31
A_{min}(cm²)	10.80	10.80	10.80	10.80	5.85
A_{s adoptée}	10.80	10.80	10.80	10.80	5.85
st courant	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
barre courant	Ø5	Ø5	Ø5	Ø5	Ø5
St about	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
barre about	8HA12+16HA 10	8HA12+16HA 10	8HA12+8HA 10	8HA12+8HA 10	4HA12+6HA 10
Av adopté	43.36	43.36	30.72	30.72	18.52

C	V2	V21	V10	V17	V11	V18
M(KN.m)	2930.97	2947.57	2132.94	2138.43	1153.06	1153.64
N(KN)	2227.57	1140.51	942.58	752.15	1369.94	1394.69
L(m)	4.92	4.92	4.30	4.30	3.50	3.50
b(m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
I(m⁴)	1.49	1.49	0.99	0.99	0.54	0.54
S(m²)	0.74	0.74	0.65	0.65	0.53	0.53
Y(cm)	2.46	2.46	2.15	2.15	1.75	1.75
σ_A (KN/m²)	7861.69	6416.14	6075.60	5792.27	6374.50	6423.50
σ_B (KN/m²)	-1824.90	-3325.32	-3152.90	-3460.01	-1155.60	-1110.40
N S	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
Lt (m)	0.93	1.68	1.47	1.61	0.54	0.52
T (KN)	126.86	418.86	347.39	417.29	46.56	42.96
AS cal(cm²)	0.36	1.20	1.00	1.20	1.16	0.12
AS rpa (cm²)	2.78	5.04	4.41	4.82	1.61	1.55
A_{min}(cm²)	11.07	11.07	9.68	9.68	7.88	7.88
AS adoptée	11.07	11.07	9.68	9.68	7.88	7.88
st courant	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
barre courant	Ø5	Ø5	Ø5	Ø5	Ø5	Ø5
St about	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
barre about	8HA12+	8HA12+	6HA12+16HA10	6HA12+16HA10	4HA12	4HA12
	16HA10	16HA10			+6HA10	+6HA10
Av adopté	43.36	43.36	38.84	38.84	18.52	18.52

C	V5	V6	V8	V16	V3	V22
M(KN.m)	20660.29	17254.61	1668.72	1677.59	1764.00	1772.49
N(KN)	2627.14	2609.82	1110.37	870.21	1746.21	1045.98
L(m)	10.10	10.10	4.10	4.10	4.10	4.10
b(m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
I(m⁴)	12.88	12.88	0.86	0.86	0.86	0.86
S(m²)	1.52	1.52	0.62	0.62	0.62	0.62
Y(cm)	5.05	5.05	2.05	2.05	2.05	2.05
σ_A (KN/m²)	9835.37	8488.50	5776.25	5406.85	7036.87	5918.49
σ_B (KN/m²)	-6367.19	-5043.12	-2165.29	-2576.90	-1358.13	-2516.94
N S	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
Lt (m)	3.97	3.76	1.12	1.32	0.66	1.22
T (KN)	1895.38	1423.78	181.54	255.76	67.56	230.93
AS cal(cm²)	5.45	4.09	0.52	0.74	0.19	0.66
AS rpa (cm²)	11.91	11.29	3.35	3.97	1.99	3.67
Amin(cm²)	22.73	22.73	9.23	9.23	9.23	9.23
AS adoptée	22.72	22.73	9.23	9.23	9.20	9.23
st courant	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
barre courant	Ø5	Ø5	Ø5	Ø5	Ø5	Ø5
St about	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
barre about	10HA12+ 36HA10	10HA12+36H A10	8HA12+10H A10	8HA12+10H A10	8HA12+10H A10	8HA12+10H A10
Av adopté	79.48	79.48	33.88	33.88	33.88	33.88

C	V12	V19	V7	V15	V13	V14
M(KN.m)	257.04	259.27	245.33	248.51	282.45	325.26
N(KN)	47.08	49.67	41.08	46.81	0.15	99.74
L(m)	1.50	1.50	1.50	1.50	1.60	1.60
b(m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
I(m ⁴)	0.04	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05
S(m ²)	0.23	0.23	0.23	0.23	0.24	0.24
Y(cm)	0.75	0.75	0.75	0.75	0.80	0.80
σ_A (KN/m ²)	4778.81	4830.00	4543.95	4625.94	4413.84	5497.76
σ_B (KN/m ²)	-4360.32	-4388.49	-4178.79	-4209.85	-4412.58	-4666.60
N S	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
Lt (m)	0.72	0.71	0.72	0.71	0.80	0.73
T (KN)	234.04	235.03	225.22	225.65	264.72	257.10
A _{S cal} (cm ²)	0.67	0.68	0.65	0.65	0.76	0.74
A _{S rpa} (cm ²)	2.15	2.14	2.16	2.14	2.40	2.20
A _{min} (cm ²)	3.38	3.38	3.38	3.38	3.60	3.60
A _{s adoptée}	3.38	3.38	3.38	3.38	3.60	3.60
st courant	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
barre courant	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St about	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
barre about	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10	4HA12+6HA10	4HA12+6HA10
Av adopté	17.39	15.90	19.52	19.52	19.52	19.52

Voile	Vx1	Vx3	Vx2
M(KN.m)	26075.29	40086.09	645.20
N(KN)	1245.34	8036	760.89
L(m)	9.5	11.47	1.7
b(m)	0.2	0.2	0.2
I(m⁴)	14.29	25.16	0.082
S(m²)	1.9	2.29	0.34
Y(cm)	4.75	5.735	0.85
σ_A (KN/m ²)	9323.13	12641.16	8935.52
σ_B (KN/m ²)	-8012.24	-5635.06	-4459.69
N S	SPC	SPC	SPC
Lt (m)	4.39	3.54	0.57
T (KN)	3518.02	1992.84	252.41
AS cal(cm²)	87.95	49.82	6.31
AS rpa (cm²)	17.56	14.14	2.26
A_{min}(cm²)	28.5	34.41	5.1
As adoptée	87.95	49.82	6.31
st courant	20	20	20
barre courant	Ø5	Ø5	6HA8
St about	10	10	10
barre about	40HA14+30HA12	16HA14+34HA12	4HA12+6HA10
Av adopté	191	126.12	21.52

- Les voiles avec ouvertures dans les deux sens :

C	L1	L3	L5	L7
M(KN.m)	5842.9048	6695.8973	5796.6628	6667.68
N(KN)	1556.54	1596.72	2540.7694	2603.0879
L(m)	5.65	5.65	5.65	5.65
b(m)	0.15	0.15	0.15	0.15
I(m⁴)	2.2545266	2.2545266	2.2545266	2.2545266
S(m²)	0.8475	0.8475	0.8475	0.8475
Y(cm)	2.825	2.825	2.825	2.825
σ_A (KN/m²)	9157.9878	10274.227	10261.378	11426.325
σ_B (KN/m²)	-5484.737	-6506.156	-4265.462	-5283.344
N S	SPC	SPC	SPC	SPC
Lt (m)	2.116325	2.1906402	1.6589884	1.7864444
T (KN)	870.56145	1068.9486	530.72636	707.88007
A_{S cal}(cm²)	2.5028642	3.0732271	1.5258383	2.0351552
A_{S rpa} (cm²)	6.3489749	6.5719207	4.9769653	5.3593333
A_{min}(cm²)	12.7125	12.7125	12.7125	12.7125
A_{s adoptée}	12.7125	12.7125	12.71	12.71
st courant	20	20	20	20
barre courant	Ø5	Ø5	Ø5	Ø5
St about	10	10	10	10
barre about	8HA12+20HA10	8HA12+20HA10	8HA12+20HA10	8HA12+20HA10
Av adopté	49.68	49.68	49.68	49.68

VI.2.1. Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles :

La vérification de cisaillement se fait comme suit: (Article 7.7.2.RPA99).

$$\tau = 1.4 \cdot V / (b \cdot 0.90 \cdot L) \dots \tau_{lim} = \bar{\tau} = \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{MPa}) = 3,25 \text{MPa}$$

Les résultats des vérifications sont donnés par le tableau suivant:

- Les voiles pleins Suivant YY ;XX :

Voiles	V (KN)	b(m)	L(m)	D(m)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
V1	240.1655	0.15	4.8	0.15	0.51887608	3,25	Cv
V2	273.8977	0.15	4.92	0.15	0.57732126	3,25	Cv
V3	201.4433	0.15	4.1	0.15	0.50952235	3,25	Cv
V4	247.0453	0.15	4.8	0.15	0.53373985	3,25	Cv
V5	1214.1869	0.15	10.1	0.15	1.24668989	3,25	Cv
V6	1056.0844	0.15	10.1	0.15	1.08435509	3,25	Cv
V7	110.5349	0.15	1.5	0.15	0.7641919	3,25	Cv
V8	198.8436	0.15	4.1	0.15	0.50294678	3,25	Cv
V9	93.4785	0.15	2.6	0.15	0.37284872	3,25	Cv
V10	221.0376	0.15	4.3	0.15	0.53307948	3,25	Cv
V11	155.7496	0.15	3.5	0.15	0.4614803	3,25	Cv
V12	114.5859	0.15	1.5	0.15	0.79219881	3,25	Cv
V13	159.3474	0.15	1.6	0.15	1.03280722	3,25	Cv
V14	184.4129	0.15	1.6	0.15	1.1952688	3,25	Cv
V15	139.8836	0.15	1.5	0.15	0.96709649	3,25	Cv
V16	193.9854	0.15	4.1	0.15	0.49065864	3,25	Cv
V17	221.5552	0.15	4.3	0.15	0.53432779	3,25	Cv
V18	144.9991	0.15	3.5	0.15	0.42962696	3,25	Cv
V19	145.866	0.15	1.5	0.15	1.0084563	3,25	Cv
V20	240.0661	0.15	4.8	0.15	0.51866133	3,25	Cv
V21	272.7218	0.15	4.92	0.15	0.5748427	3,25	Cv
V22	201.5319	0.15	4.1	0.15	0.50974645	3,25	Cv
V23	246.9444	0.15	4.8	0.15	0.53352185	3,25	Cv

Voiles	V (KN)	b(m)	L(m)	D(m)	τ (MPa)	τ (MPa)	$\tau \leq \tau$
V _{X1}	2944,8	0.2	9,5	0.2	2,41	3,25	Cv
V _{X2}	306,63	0.2	1,7	0.2	1,40288	3,25	Cv
V _{X32}	3827,62	0.2	11,47	0.2	2,5954	3,25	Cv

Tab VI.3 : Vérification de la contrainte de cisaillement suivant YY ;XX.

- Les voile avec ouvertures Suivant YY ;XX :

Voiles	V (KN)	b(m)	L(m)	D(m)	τ (MPa)	τ (MPa)	$\tau \leq \tau$
L1	132.5531	0.15	5.65	0.15	0.1824723	3,25	Cv
L3	137.1482	0.15	5.65	0.15	0.2517306	3,25	Cv
L5	131.1278	0.15	5.65	0.15	0.2406803	3,25	Cv
L7	136.8849	0.15	5.65	0.15	0.2512473	3,25	Cv

Tab VI.4. : Vérification de la contrainte de cisaillement suivant YY ;XX.

VI.2.2. Calcul de ferraillage horizontal :

D'après le BAEL :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{(\tau_u - \tau_0).b}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \text{ Avec : } \alpha = 90^\circ$$

$$\tau_0 = 0.3 f_{ij} \times K \quad ; \quad f_{ij} = \{f_{ij}; 3.3MPa\}$$

K= 0 Pas de reprise de bétonnage.

$$\text{Donc : } \tau_0 = 0 S_t \leq (1.5 \times e; 30cm)$$

On adopte : St = 20cm.

D'après le RPA99. Le pourcentage minimal exige pour la partie courante devoir être armée d'un carrelage d'armature en double nappe est :

- pour : $\tau \leq 0,025 f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow A_t = 0,0015b.L$
- pour : $\tau > 0,025 f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow A_t = 0,0025b.L$

Les résultats de calcul des voiles sont résumés dans le tableau suivant :

- suivant YY. XX voiles plines :

C	τ (MPa)	St	b	A_{BAEL} (cm ²)	A_t (cm ² /ml/face)	A_{adopt}
		Mm	(mm)			(cm ² /ml /face)
V1	0.518876	200	150	0.4972562	1,125	5T8 = 2,51
V2	0.57732	200	150	0.553265	1,125	5T8 = 2,51
V3	0.50952	200	150	0.48829	1,125	5T8 = 2,51
V4	0.533739	200	150	0.5114999	1,875	5T8 = 2,51
V5	1.246689	200	150	1.1947436	1,875	5T8 = 2,51
V6	1.084355	200	150	1.0391735	1,875	5T8 = 2,51
V7	0.76419	200	150	0.7323488	1,875	5T8 = 2,51
V8	0.502946	200	150	0.4819899	1,125	5T8 = 2,51
V9	0.372848	200	150	0.3573127	1,125	5T8 = 2,51
V10	0.53307	200	150	0.5108588	1,125	5T8 = 2,51
V11	0.46148	200	150	0.4422517	1,125	5T8 = 2,51
V12	0.79219	200	150	0.7591821	1,875	5T8 = 2,51
V13	1.0328	200	150	0.9897667	1,875	5T8 = 2,51
V14	1.19526	200	150	1.1454575	1,875	5T8 = 2,51
V15	0.96709	200	150	0.9267946	1,875	5T8 = 2,51
V16	0.49065	200	150	0.4702063	1,125	5T8 = 2,51
V17	0.5343277	200	150	0.512064	1,125	5T8 = 2,51
V18	0.4296269	200	150	0.4117258	1,125	5T8 = 2,51
V19	1.00845	200	150	0.9664313	1,875	5T8 = 2,51
V20	0.51866	200	150	0.4970492	1,125	5T8 = 2,51
V21	0.5748427	200	150	0.5508909	1,125	5T8 = 2,51
V22	0.509746	200	150	0.4885066	1,125	5T8 = 2,51
V23	0.53352	200	150	0.51129	1,125	5T8 = 2,52

Voiles	τ (MPa)	St	b	A_{BAEL} (cm ²)	A_t (cm ² /ml/face)	A_{adopt}
		(mm)	(mm)			(cm ² /ml /face)
Vx1	2.419	200	150	2.3182083	2,5	5T8 = 2,51
Vx2	1.4028	200	150	1.34435	2,5	5T8 = 2,51
Vx3	2.595	200	150	2.486875	2,5	5T8 = 2,51

Tab VI.5 : Résultats de ferrailage horizontal suivant YY ;XX .

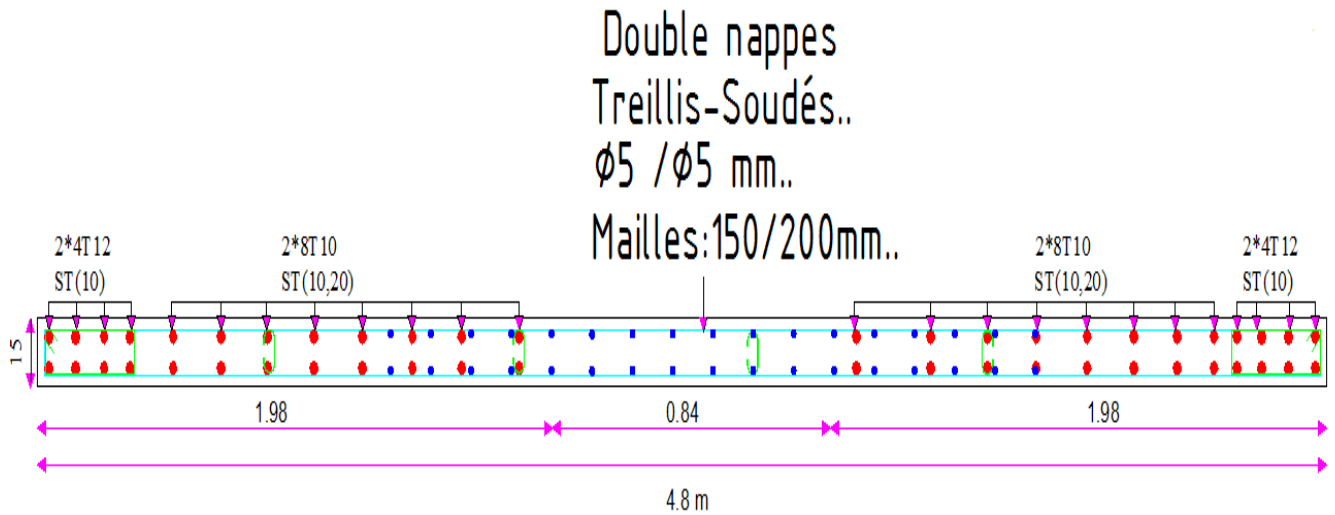
- suivant YY. XX voiles avec ouvertures :

voiles	τ (MPa)	St	b	A_{BAEL} (cm ²)	A_t (cm ² /ml/face)	A_{adopt}
		(mm)	(mm)			(cm ² /ml /face)
L1	0.182472	200	150	0.174869	2,5	5T8 = 2,51
L3	0.251731	200	150	0.2412422	2,5	5T8 = 2,51
L5	0.24068	200	150	0.2306517	2,5	5T8 = 2,51
L7	0.251247	200	150	0.2407784	2,5	5T8 = 2,51

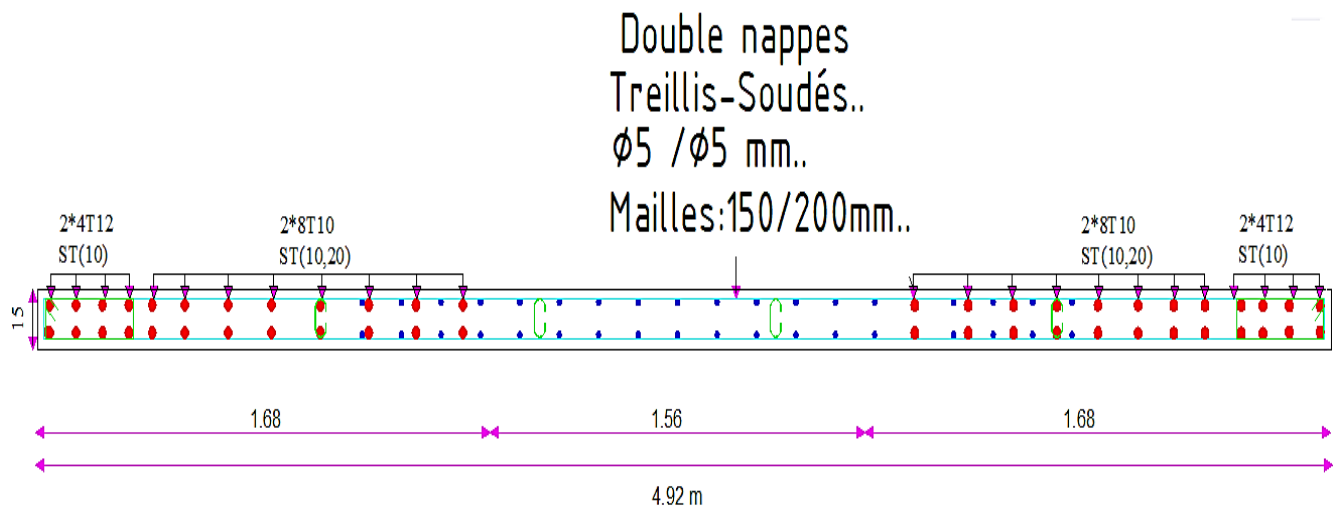
Tab VI.6: Résultats de ferrailage horizontal suivant YY ;XX .

• Croquis de ferrillages des voiles :

- voile 1 et 20 :



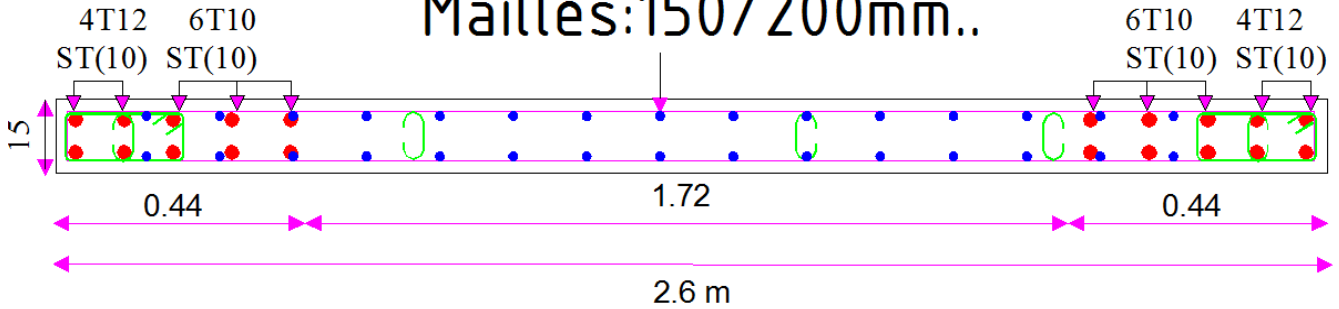
voile 2 et 21 :



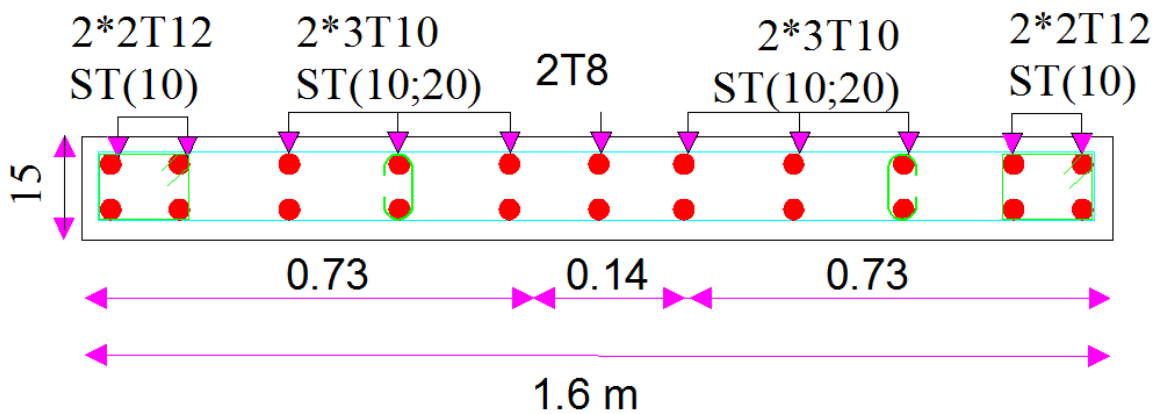
voile 9 :

Double nappes
Treillis-Soudés..
 $\phi 5 / \phi 5$ mm..

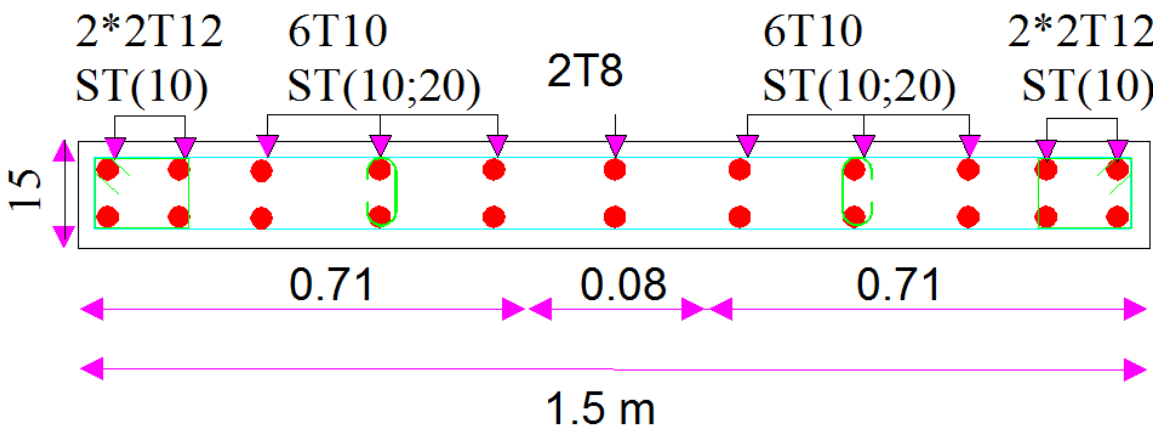
Mailles:150/200mm..



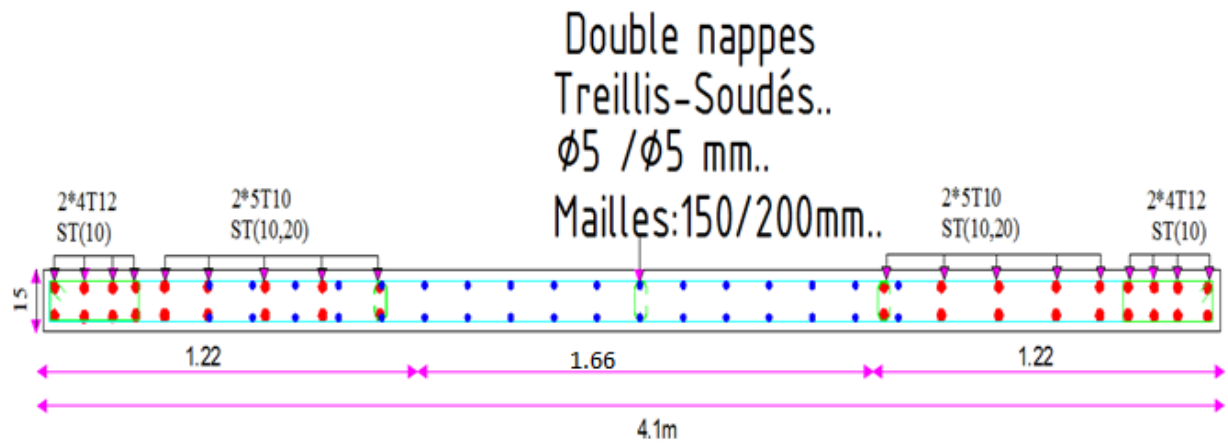
voile 13 et 14 :



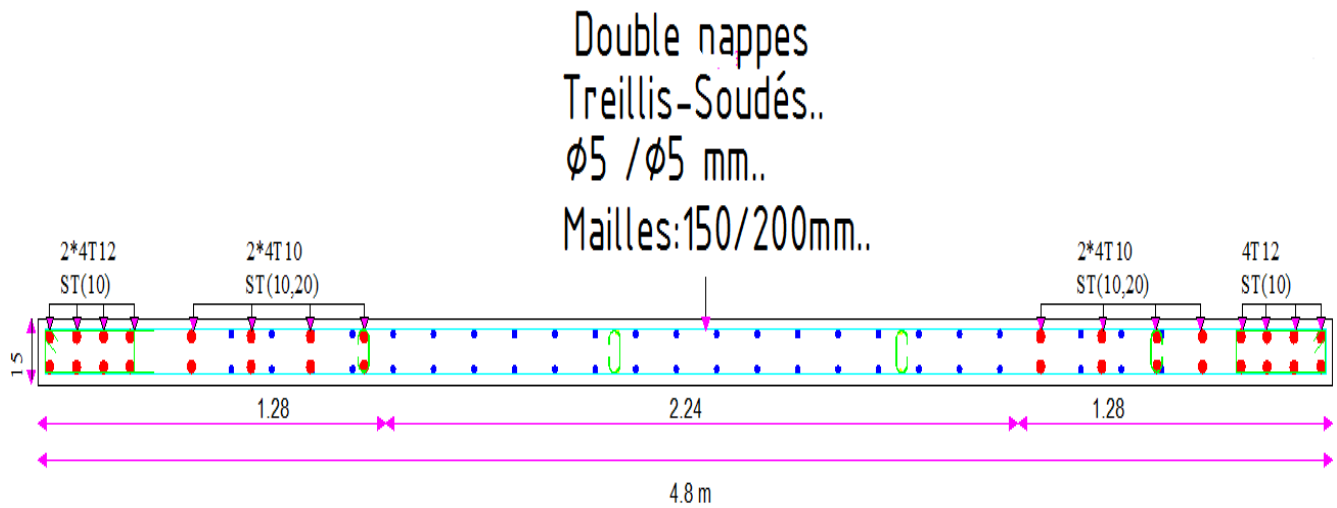
voile 12 et 19 et 7 et 15 :



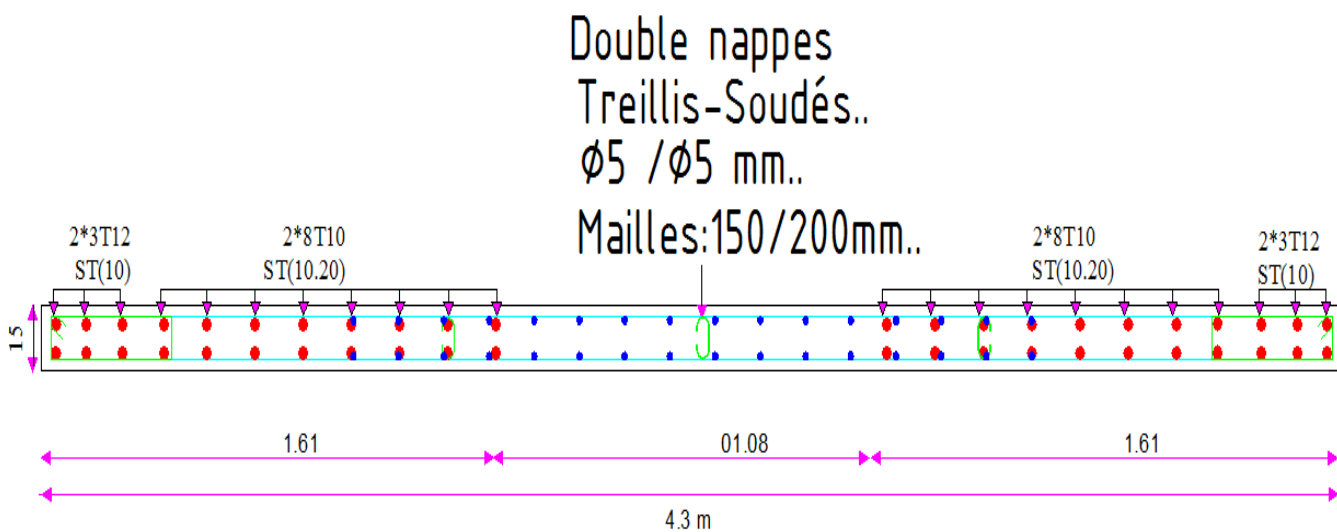
Voile 3 et 21 et 8 et 16 :



Voile 4 et 23 :

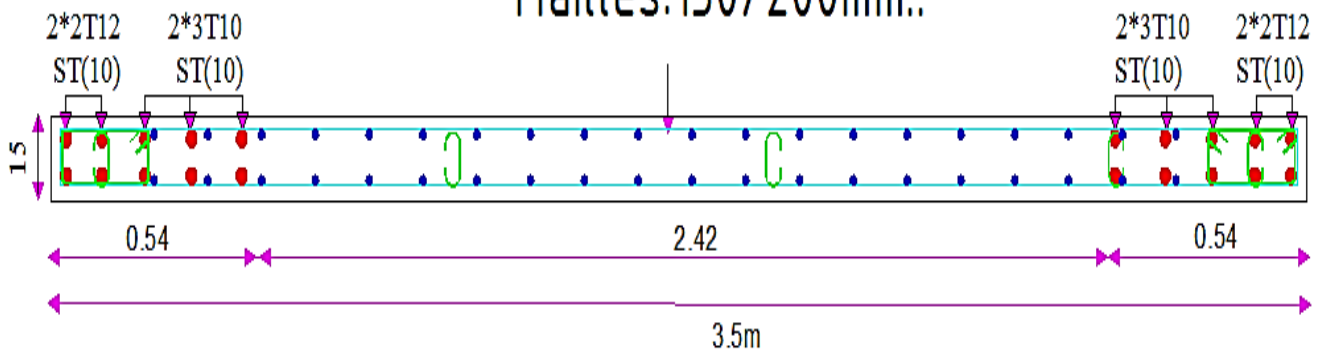


voile 10 et 17 :

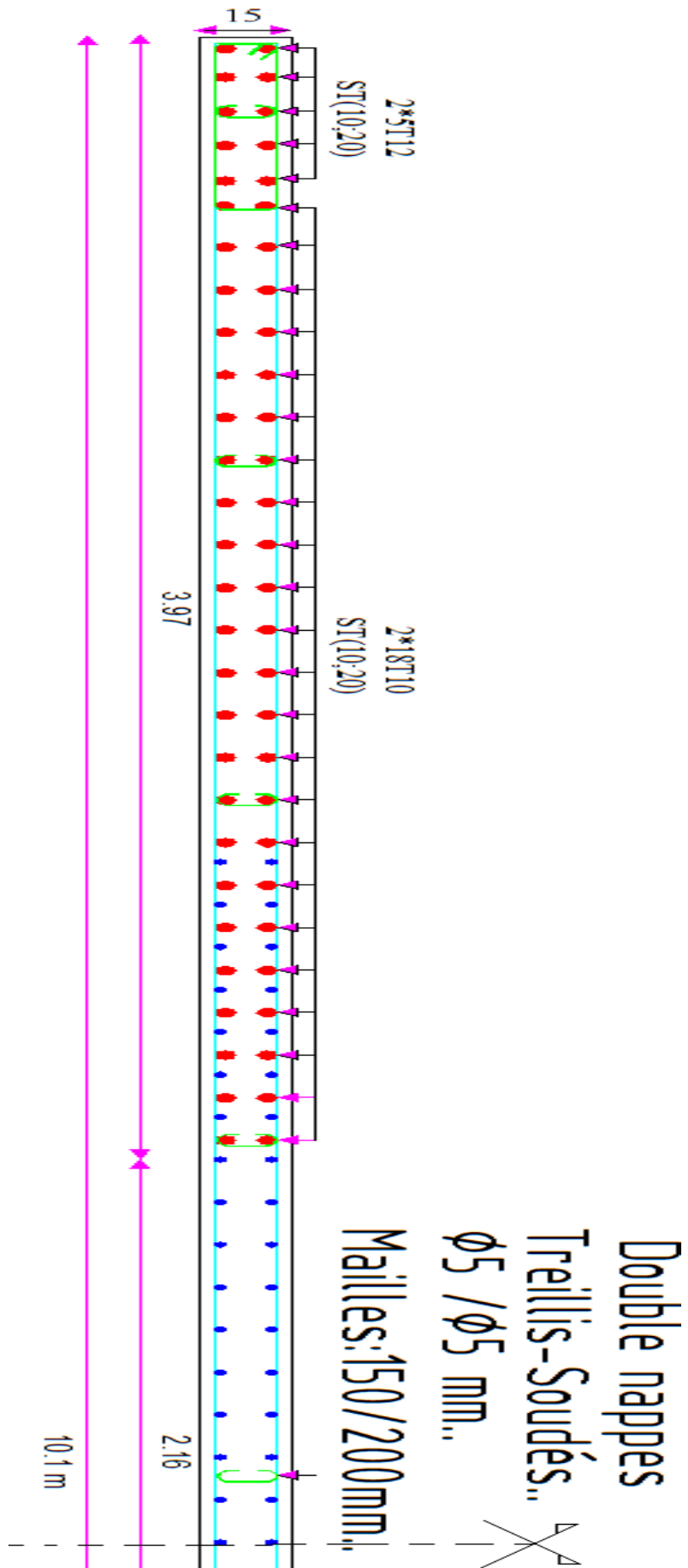


voile 11 et 18 :

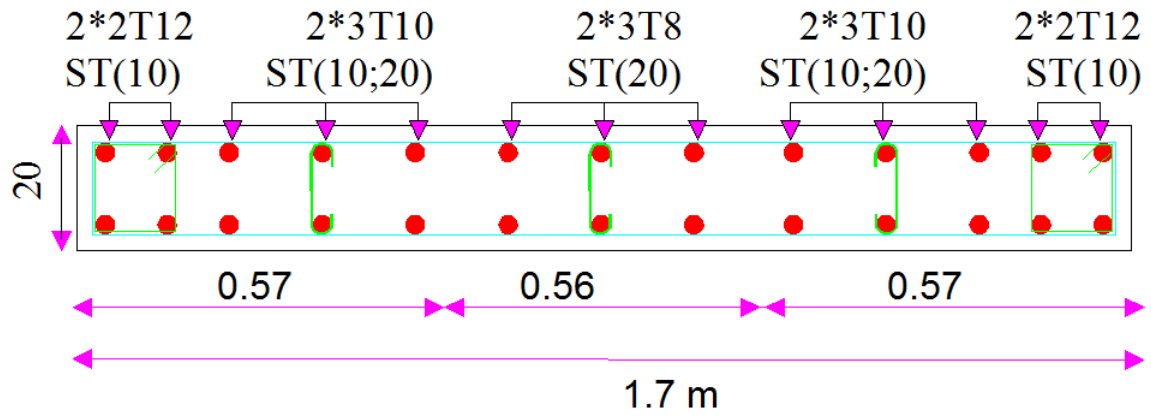
Double nappes
 Treillis-Soudés..
 $\phi 5 / \phi 5$ mm..
 Mailles: 150/200mm..



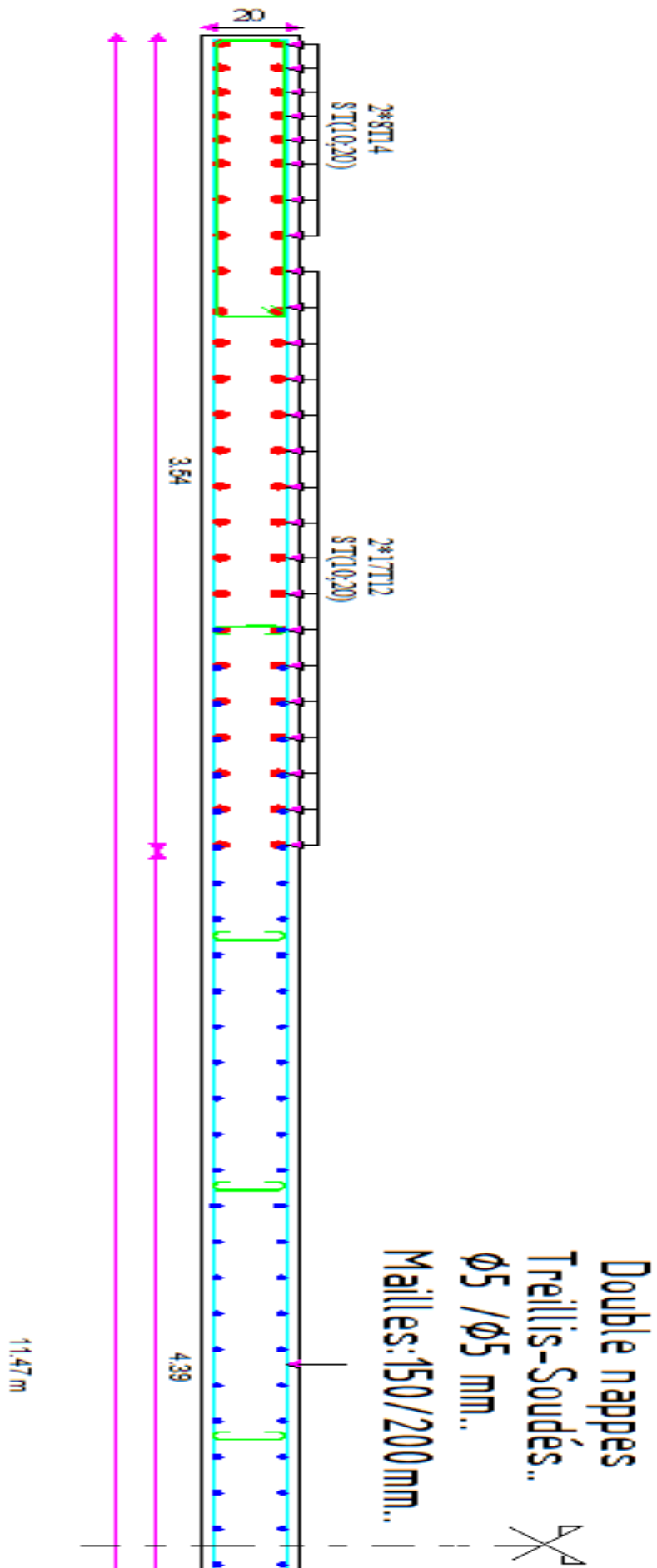
voile 5 et 6 :



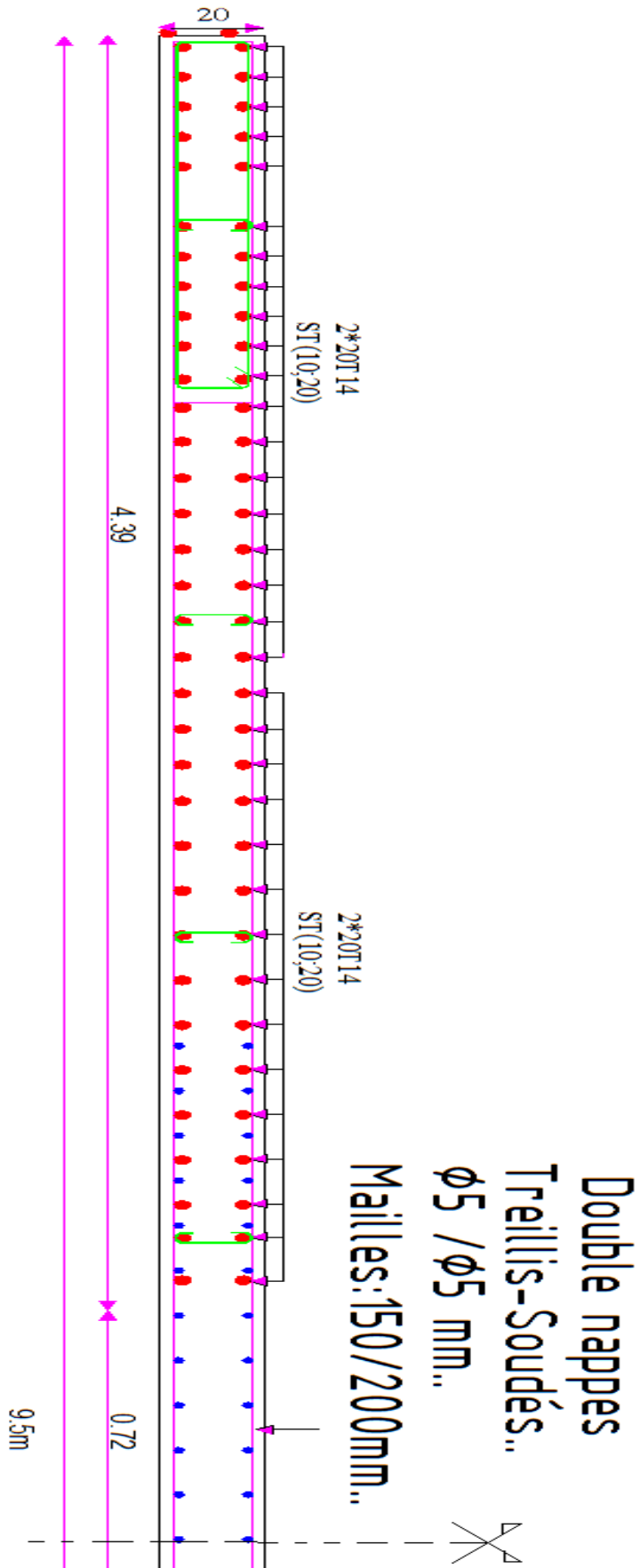
Voile Vx2 :



Voile Vx3 :

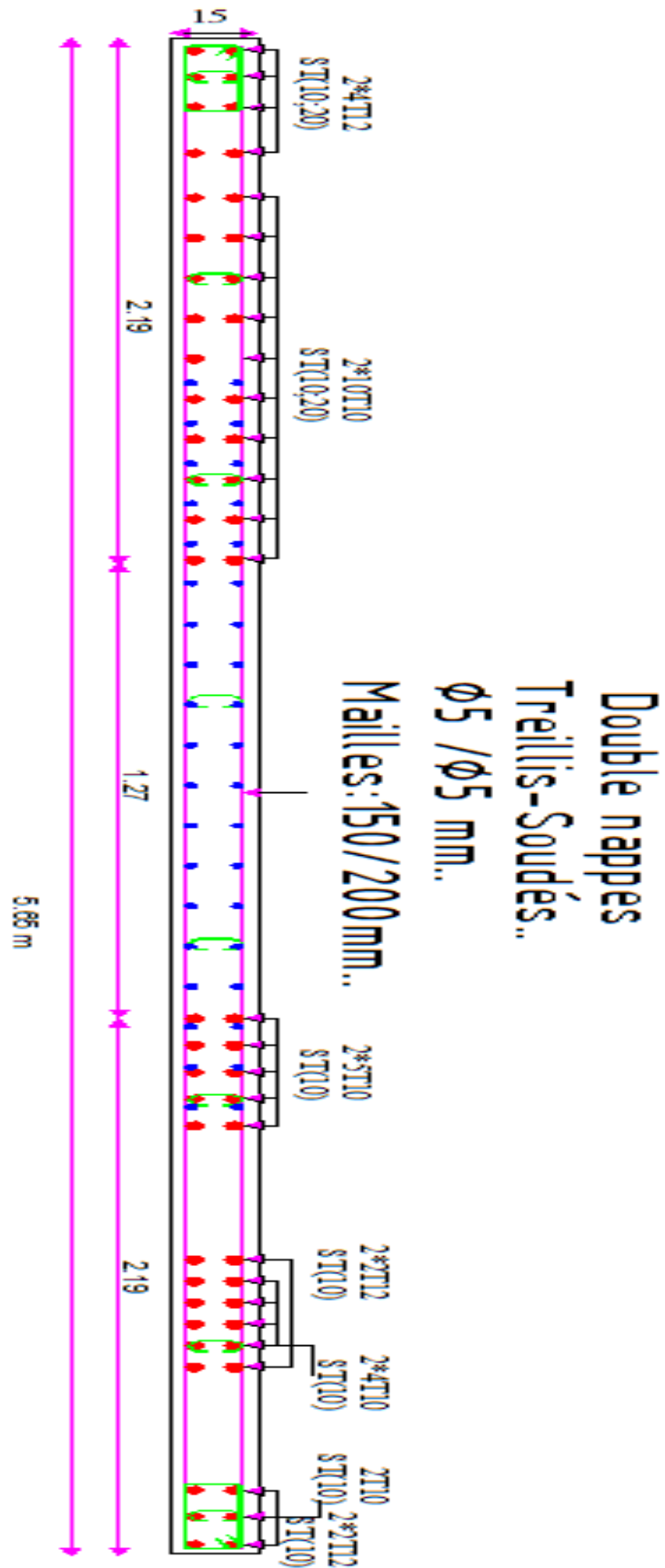


Voile Vx1 :



les voiles avec ouverture :

L1. L3. L5. L7 :



VI.3. Ferrailage des linteaux :

Les linteaux sont des éléments qui constituent les voiles à ouvertures, leur rôle est de lier les trumeaux, cette liaison est assurée par des encastrement aux extrémités des trumeaux, les linteaux doivent résister aux efforts tranchants aux extrémités et aux moments fléchissant en travées.

On devra disposer :

A-des armatures longitudinales A_L :

A_L : en deux nappes (supérieure et inférieure).

- Si $\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \leq 0,06 f_{c28}$:

Avec :

- V : effort tranchant ($V = 1,4 V_u$ cal)
- b_0 : épaisseur du voile
- d : hauteur utile

Dans ce cas on ferraille à la flexion simple :

$$A_L = \frac{M}{Z f_e} \quad \text{Avec : } Z = h - 2 d' = 0,8 h \text{ (distance d'ancrage).}$$

avec

- M : moment dû à l'effort tranchant
- f_e : contrainte limite élastique d'acier

- Si : $\tau > 0,06 f_{c28}$

On adoptera un ferrailage minimal : $A_{Lmin} = 0,18 b \cdot h$

B-Des armatures transversales (cadre A_t) :

$$\checkmark A_t \geq 0,15 \% b \cdot S \quad \text{Si } \tau_b \leq 0,025 f_{c28}$$

$$\checkmark A_t \geq 0,25 \% b \cdot S \quad \text{Si } \tau_b > 0,025 f_{c28}$$

C-Des armatures diagonales : A_D

Elles sont obligatoires si la condition est vérifiée $\tau_b > 0,06 f_{c28}$ dans ce cas les efforts M et N sont repris suivant les bielles diagonales.

$$A_D = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \alpha} \quad \text{avec} \quad t_s \alpha = \frac{h - 2d}{L} \quad ; \quad V = V_{cal} \quad (\text{ sans majoration })$$

D- Ferraillage minimal :

$$A_D \text{ min} = 0,15 \% b \times h$$

E-Ferraillage en partie courante : (Armatures de peau) Ac :

$$A_C \text{ min} = 0,2 \times b \times h$$

E-1 : Espacement S : (RPA 99)

- Si $\frac{L}{h} > 1$ (linteau long)

$$\delta \leq \frac{A_t \times \sigma_s \times Z}{\bar{\gamma}} \quad ; \quad \text{Avec} : \quad Z = h - 2C.$$

$$\bar{\gamma} = 1,4 \quad V_u \text{ cal.}$$

- Si $\frac{L}{h} \leq 1$ (linteau court)

$$\delta \leq \frac{A_t \times f_e \times .L}{V + A_t \times f_e}$$

$$V = \min (V_1 ; V_2)$$

$$\text{avec} : V_1 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} \quad ; \quad V = 2 V_u \text{ cal}$$

Mci ; Mcj moments « résistant ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} est calculés par :

$$M_c = A_i \times f_e \times Z \quad ; \quad Z = h - 2d'$$

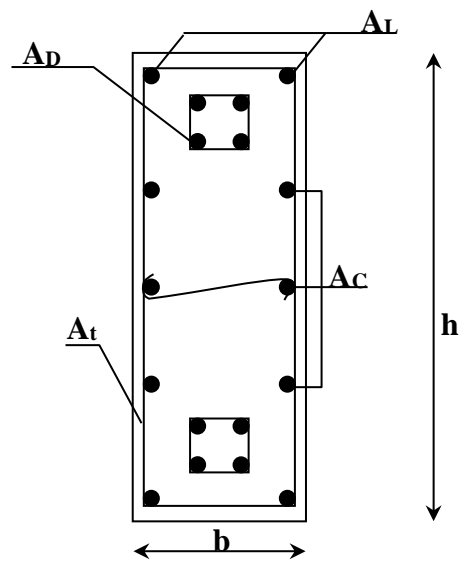


Fig. VI.4. Disposition des armatures Dans les linteaux.

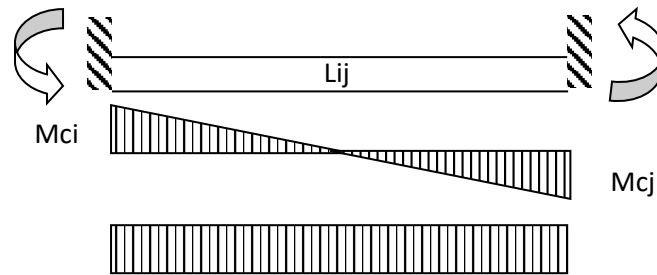


Fig.VI.5.sollicitation dans les linteaux.

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Des aciers diagonaux: A_D ils sont obligatoirement si la condition suivante est vérifiée

- $\tau_b > 0.06 f_{c28}$. Dans ce cas les efforts M et V sont repris suivant les bielles diagonales.

$$A_D = \frac{V}{2 \times \bar{\sigma}_s \times \sin \alpha}$$

avec; $\alpha = \arctg \frac{0,8h}{l}$

Ferrailage minimal :

Ferrailage en partie courant (armature de peau) A_c :

$$A_c = 0,20 \% b h$$

Ferrailage transversal et espacement des cadres:

✓ Espacements: S

Si $\frac{l}{h} > 1$ (linteaux long)

$$S \leq \frac{A_t \times \sigma_s \times 0,8h}{1,4V}$$

Si $\frac{l}{h} \leq 1$ (linteaux court)

$$S \leq \frac{A_t \times \sigma_s \times l}{V^* + A_t \times \sigma_s}$$

Avec : $V^* = \min \left(2V, \frac{A_t \times \sigma_s \times 0,8h}{1,4V} \right)$

✓ Espacement maximal :

$$S \leq S_{\max} = \frac{h}{4}$$

VI.3.1. Calcule le ferraillage des linteaux :

a) Les linteaux (L2 ,L4, L6 ,L8) :

h= 60cm b =15cm L =0.5m D = 0.9 h = 54cm

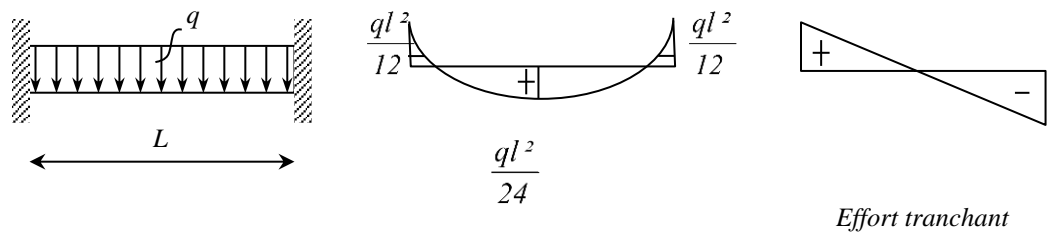


Fig.VI.6. Moment fléchissant

1) Détermination des armatures longitudinales:

$$\tau_b = \frac{1,4V}{0,8bh} = \frac{1,4 \times 146,77 \times 10^3}{150 \times 600 \times 0,8}$$

⇒ $\tau_b = 2,85 \text{ MPa}$ > $\tau_b = 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$ ⇒ on adoptera le ferraillage minimal

$$A_L = 0,0015 \times b \times h$$

$$A_{l\min} = 0,0015 \times 15 \times 60$$

$$A_{l\min} = 1,35 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}8 = 2 \text{ cm}^2$$

2) Calcule des armatures diagonales A_D :

$$A_D = \frac{V}{2 \times \sigma_{en} \times \sin \alpha}$$

$$\alpha = \arctg \frac{0,8 \times h}{l} = \arctg \frac{0,8 \times 60}{100}$$

$$\Rightarrow \alpha = 25,64^\circ$$

$$A_D = \frac{21,48 \times 10^3}{2 \times 400 \times 10^2 \times \sin(25,64)} = 0,62 \text{ cm}^2$$

Chois : $A_D = 4\text{HA}8 = 2 \text{ cm}^2$

3) Acier en partie courante A_C :

$$A_C \geq 0,2\% \times b \times h = 1,8 \text{ cm}^2$$

Donc ; $A_C = 4\text{HA}8 = 2 \text{ cm}^2$.

4) Armatures transversales et espacement des cadres :

$$St \leq \frac{h}{4} \longrightarrow S=15\text{cm}$$

$$\tau_b > 0,025f_{c28} = 0,625\text{MPa}$$

$$\Rightarrow 0,25\% \times b \times S = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alor: } A_t = 2T8$$

5) calcul de l'espacement en fonction de A_t ;

- Si $\frac{L}{h} \leq 1$ (linteau court)

$$\Rightarrow S \leq \frac{A_t \times \sigma_s \times l}{V^* + A_t \times \sigma_s}$$

Avec : $V^* = \min\left(2V, \frac{A_t \times \sigma_s \times 0,8h}{1,4V}\right) = \min\left(293.53 ; \frac{100 \times 400 \times 48}{1,4 \times 146.76 \times 1000}\right)$

$V^*=(293.53; 9.34)$

$S \leq 16,4\text{cm}$ On adopte $S = 15\text{cm}$

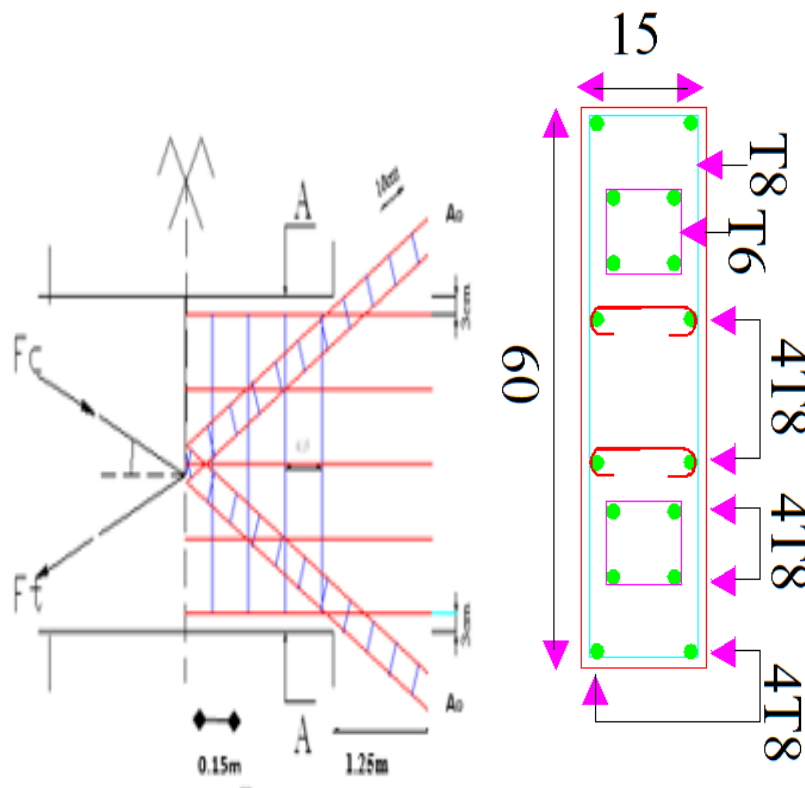


Fig.VI.7. Ferrailage du linteau (L2, L4 ,L6, L8)



Chapitre VII

Etude de l'infrastructure



VII.1. Introduction

Les fondations sont des ouvrages qui assurent la répartition sur le sol de la charge verticale transmise à la base d'un mur au d'un poteau. On distingue :

- ✚ Les semelles isolées sous poteau.
- ✚ Les semelles isolées sur pieux.
- ✚ Les semelles filantes sous mur.
- ✚ Les semelles continues sous poteaux.
- ✚ Le radier générale.

VII.2.Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation dépend du :

- ✚ Type d'ouvrage construire.
- ✚ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ✚ La capacité portance de terrain de fondation.
- ✚ La charge totale transmise au sol.
- ✚ La raison économique.
- ✚ La facilité de réalisation.

1.Semelles filantes

1. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles

On a :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{a \cdot b}$$

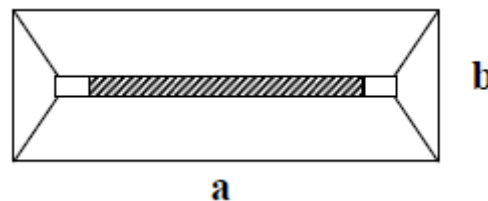


Figure VII.1 Semelle filante

Avec :

- ✚ σ_{sol} : Capacité portante du sol $\sigma_{\text{sol}} = 0,2 \text{ Mpa}$.
- ✚ **a**: La longueur de la semelle
- ✚ **b**: La largeur de la semelle
- ✚ les surfaces des semelles filantes sous voiles : d'après l'ETABS.

VOILE	<i>Nser</i>	$\sigma \bar{sol}$	$S=N/\sigma \bar{sol}$
<i>L1</i>	2052,00	200,00	10,26
<i>L3</i>	2101,98	200,00	10,51
<i>L5</i>	2045,39	200,00	10,23
<i>L7</i>	2098,40	200,00	10,49
<i>V1</i>	1940,37	200,00	9,70
<i>V2</i>	1689,49	200,00	8,45
<i>V3</i>	1396,67	200,00	6,98
<i>V4</i>	1937,83	200,00	9,69
<i>V5</i>	2637,07	200,00	13,19
<i>V6</i>	2618,65	200,00	13,09
<i>V7</i>	680,64	200,00	3,40
<i>V8</i>	1440,03	200,00	7,20
<i>V9</i>	874,89	200,00	4,37
<i>V10</i>	1475,57	200,00	7,38
<i>V11</i>	1488,04	200,00	7,44
<i>V12</i>	732,61	200,00	3,66
<i>V13</i>	538,04	200,00	2,69
<i>V14</i>	590,52	200,00	2,95
<i>V15</i>	679,75	200,00	3,40
<i>V16</i>	1266,71	200,00	6,33
<i>V17</i>	1492,85	200,00	7,46
<i>V18</i>	1515,30	200,00	7,58
<i>V19</i>	731,62	200,00	3,66
<i>V20</i>	1935,06	200,00	9,68
<i>V21</i>	1677,21	200,00	8,39
<i>V22</i>	1394,64	200,00	6,97
<i>V23</i>	1933,93	200,00	9,67
<i>VX1</i>	3687,89	200,00	18,44
<i>VX2</i>	620,64	200,00	3,10
<i>VX3</i>	4612,86	200,00	23,06
SUM TOT	49886,67		249,43

Tableau VII. 1 : Les surfaces des semelles filantes

✚ La surface des semelles filantes des voiles : $S_{\text{voil}} = 249,43\text{m}^2$

✚ $\rightarrow S_{\text{TOT}} = 249,43\text{m}^2$

2. On a $STOT/SBAT = 249,43/435,10 = 0,57 \dots \dots \dots 57\% > 50\%$

3. Conclusion

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer **un radier général** comme fondation.

2. Radier général

Quand la capacité portante du sol est faible ou que les charges transmises par les poteaux sont très élevées, on a recours à un radier général afin d'étaler les charges. Cette solution est adoptée quand elle est moins onéreuse qu'une fondation profonde par pieux.

Une telle fondation se présente sous l'aspect d'une dalle inversée portant dans un ou deux directions.

Il existe quatre types de radier :

- ✚ Le radier dalle (peu utilisé).
- ✚ Le radier nervuré (le plus courant).
- ✚ Le radier champignon sous poteaux (très peu utilisé).
- ✚ Le radier voûte (rarement utilisé).

On a choisi le radier nervuré dans notre conception, car il est le plus économique.

VII.3. Pré dimensionnement du radier

L'épaisseur du radier (h_r) doit vérifier les conditions suivantes :

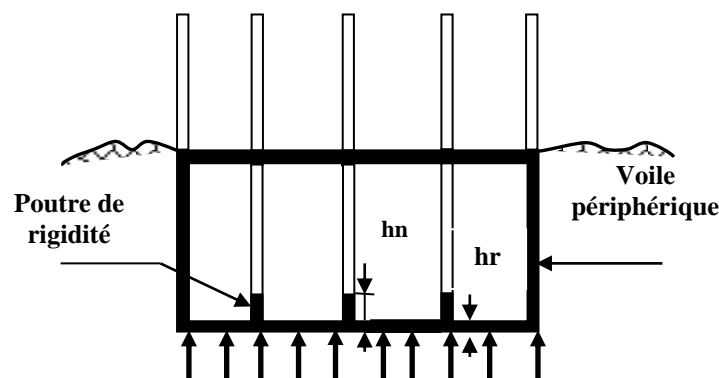


Figure VII.2 Schéma Statique du radier

VII.3.1.L'épaisseur du radier

a. Condition forfaitaire

Il faut respecter la condition suivante $40 \text{ cm} \leq h_r \leq 1 \text{ m}$.

$$\color{red}{\color{blue}{\color{green}{\color{purple}{\oplus}}}} h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Telle que : $L_{\max} = 6,35 \text{ m} \rightarrow h_r \geq 32 \text{ cm}$.

On prend : $h_r = 70 \text{ cm}$.

VII.3.2.Nervure

➤ La hauteur de la nervure

a. Condition forfaitaire

$$\color{red}{\color{blue}{\color{green}{\color{purple}{\oplus}}}} h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

$\color{red}{\color{blue}{\color{green}{\color{purple}{\oplus}}}}$ L_{\max} : la longueur maximale entre axes des poteaux.

$\color{red}{\color{blue}{\color{green}{\color{purple}{\oplus}}}}$ $L_{\max} = 6,35 \text{ m}$ D'où : $h_n \geq 63,5 \text{ cm}$.

Il faut respecter la condition suivante $0,5 \text{ m} \leq h_n \leq 1,5 \text{ m}$.

b. Condition de la longueur élastique

$$\color{red}{\color{blue}{\color{green}{\color{purple}{\oplus}}}} L_e \geq \frac{2 \cdot L_{\max}}{\pi}$$

$$\color{red}{\color{blue}{\color{green}{\color{purple}{\oplus}}}} L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec :

$\color{red}{\color{blue}{\color{green}{\color{purple}{\oplus}}}}$ K : La raideur moyenne du sol $K = 40000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$

$\color{red}{\color{blue}{\color{green}{\color{purple}{\oplus}}}}$ E : Le module d'élasticité longitudinal du béton $E = 3,21 \cdot 10^7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$.

On obtient :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{\max}^4}{E \pi^4}} = 1,41 \text{ m} \text{ On adopte : } h_n = 1,5 \text{ m} \text{ et } b = 20 \text{ cm}.$$

➤ Le choix final

Afin de répondre aux trois conditions citées auparavant nous avons opté pour un radier nervuré d'une épaisseur de $h_r = 70 \text{ cm}$, avec des nervures d'une hauteur $h_n = 1,5 \text{ m}$. Les nervures seront disposées dans les deux sens afin de donner une rigidité uniforme au radier.

c. Condition de résistance au cisaillement

D'après le pratique BAEL 91 Art 3.2.1 p180, la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} \leq \min \left[0.15 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right] = 3,00 \text{ Mpa.}$$

Avec :

$$\color{red}{\oplus} V_u : \text{valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU. } V_u = \frac{q_u * L_{\max}}{2}.$$

$$\color{red}{\oplus} N_u : \text{L'effort normal a la base, } N_u = \mathbf{68258,30KN}.$$

D'où :

$$\color{red}{\oplus} q_u = \frac{N_u * 1ml}{S_{\text{bat}}} \rightarrow q_u = \frac{68258,296}{435,1} = 156,88 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$V_u = \frac{156,88 * 10,05}{2} = 788,32 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{788,32}{1 \times 0,9 \times 0,7 \times 10^3} = 1,25 \text{ MPA.}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau} = \frac{0,150}{1,5} \times 30 = 3,00 \text{ MPA.....cv}$$

d. La surface minimale du radier

Selon l'article du « RPA 99 VERSION 2003 », on doit multiplier la contrainte admissible du sol par coefficient de sécurité égale **1.5**.

$$\color{red}{\oplus} \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_{\text{sol adm.}}$$

Avec :

$$\color{red}{\oplus} \sigma_{\text{sol adm}} : \text{la capacité portante de sol.}$$

$$\text{Donc : } S_{\text{rad}} > \frac{N_u}{\sigma_{\text{sol adm}}} = \frac{55124,78}{1,5 * 200} = 183,75 \text{ m}^2 < S_{\text{bat}} = 435,1 \text{ m}^2.$$

➤ Conclusion

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (**D**).

➤ Calcul du D (débordement)

$$\color{red}{\oplus} D \geq \max \left[\frac{h_r}{2}, 30\text{cm} \right] = 35 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Soit : } D = 50\text{cm}$$

D'où :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + D * (L_x + L_y) + D^2 = 435,1 + 0,5 * (30,59 * 2 + 20,1 * 2) = 485,79 \text{ m}^2.$$

Alors la surface du radier est : $S_{\text{rad}} = 485,79 \text{ m}^2$.

VII.3.3. Vérification du poinçonnement

✓ Sous voile

Le voile le plus sollicité de longueur 4.20 m et $N_u = 6306,78 \text{ KN}$.

Pour une bande de 1 ml : $N_u / \text{ml} = 6306,78 / 11,47 = 549,85 \text{ KN/ml}$.

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq \frac{0,045 * \mu_c * h * f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$\mu_c = 2(l + b + 2h) = 29,34 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } \frac{0,045 * \mu_c * h * f_{c28}}{\gamma_b} = 39609 \text{ KN} \rightarrow N_u = 6306,78 \text{ KN} < 39609 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

Donc la condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement.

VII.4. Caractéristiques géométriques du radier

Les inerties du radier sont : $I = \frac{b * h^3}{12}$

$$\text{Les inerties/X : } I_{xx} = 10101,4 \text{ m}^4.$$

$$\text{Les inerties/Y : } I_{yy} = 31603,8.$$

➤ Calcul de l'excentricité :

Centre de gravité du radier (infrastructure) :

$$X_g = 14,8 \text{ m.}$$

$$Y_g = 10,13 \text{ m.}$$

Centre des masses du bâtiment (superstructure) d'après l'ETABS :

$$X_{g_m} = 14,81 \text{ m.}$$

$$Y_{g_m} = 10,16 \text{ m.}$$

Donc : les valeurs de l'excentricité dans les valeurs suivantes :

$$e_x = 0,01 \text{ m.}$$

$$e_y = 0,03 \text{ m.}$$

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celles relatives au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

VII.4.1. Vérification de la stabilité du radier

VII.4.1.1. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

Donc il faut vérifier :

$$\sigma_{\text{adm}} \geq \frac{N_t}{S_{\text{rad}}}$$

Avec :

$$N_t = N_{\text{bat}} + N_{\text{rad}}$$

D'où :

$$N_{\text{bat}} = 49886,67 \text{ KN.}$$

$$N_{\text{rad}} = G_{\text{rad}} = 485,79 * 0,7 * 30 = 10201,59 \text{ KN.}$$

$$N_t = 49886,67 + 10201,59 = 60088,26 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc : } \rightarrow \frac{N_t}{S_{\text{rad}}} = \frac{60088,26}{485,79} = 123,69 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{\text{adm}} = 200 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

VII.4.1.2. Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison $0,8G \pm E$

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons suivantes :

Accidentelles : $0,8G \pm E$:

D'après les **RPA99/Version2003** (art 10.1.5) le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$.

Nous présentons dans le tableau suivant les résultats pour la combinaison $0,8G \pm E_x$:

Combinaison	<i>N</i>	<i>M</i>	<i>e</i>	<i>L/4</i>	OB
	<i>kN</i>	<i>kN-m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	
08GEY	35049,15	102573,87	2,93	5,03	CV
08GEX	35049,15	72138,60	2,06	7,40	CV

Tableau VII-2 Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison $0,8G \pm E$

Alors, la stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

➤ **Diagramme trapézoïdal des contraintes**

La contrainte moyenne est : $\sigma_m = \frac{3*\sigma_1 + \sigma_2}{4}$.

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + M * \frac{V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - M * \frac{V}{I}$$

$\sigma_m < \sigma_{adm} = 250 \frac{KN}{m^2}$, Donc le non renversement est vérifié dans les deux sens.

	Sens X	Sens Y
M (KN.m)	72138,60	102573,87
N (KN)	35049,15	35049,15
I (m ⁴)	10101,40	31603,80
σ_1 (KN/m ²)	177,84	105,03
σ_2 (KN/m ²)	-33,54	39,27
σ_m (KN/m ²)	125,00	88,59

Tableau VII. 3 : Calcul des contraintes.

VII.4.1.3. Vérification de la compression sous G + Q ± E

Les contraintes sous le Radier sont données par : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} * V \leq 1,5 * \sigma_{adm}$.

σ_m (KN/m ²)	Sens X	Sens Y
M (KN.m)	72138,60	102573,87
N (KN)	49886,67	49886,67
I (m ⁴)	10101,40	31603,80
σ_1 (KN/m ²)	208,39	135,57
σ_2 (KN/m ²)	-3,00	69,81
σ_m (KN/m ²)	155,54	119,13

Tableau VII-4 Vérification de la compression sous G+Q±E

Donc, la stabilité de la structure est assurée dans les deux sens.

VII.5. Ferrailage du radier

1. Dalle de radier

➤ Les combinaisons de charges

➤ ELU

$$q_u = 1,35 \left(\frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \sigma_{\text{sol}} \right) = 241,65 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}.$$

➤ ELS

$$q_{\text{ser}} = \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \sigma_{\text{sol}} = 179,00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}.$$

➤ Ferrailage de panneau le plus sollicité

On a pour le panneau le plus sollicité : $L_x = 4,35 \text{ m}$, $L_y = 4,95 \text{ m}$, $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

$\alpha = 0,88 > 0,4 \rightarrow$ (La dalle porte dans les **deux** sens).

$$M_{0x} = \mu_x * q * L_x^2. \text{Bonde // a } l_x.$$

$$M_{0y} = \mu_y * M_x. \text{Bonde // a } l_y.$$

➤ ELU

Panneau	L_x (m)	L_y (m)	α	q_u (KN)	μ_x	μ_y	M_{0x} (KN. m)	M_{0y} (KN. m)
4,95*4,35	4,35	4,95	0,8788	241,65	0,0486	0,7244	222,2294	160,9830

Tableau VII-5 Les sollicitations à l'ELU

➤ ELS

Panneau	L_x (m)	L_y (m)	α	q_s (KN)	μ_x	μ_y	M_{0x} (KN. m)	M_{0y} (KN. m)
4,95*4,35	4,35	4,95	0,8788	179,00	0,0556	0,8074	188,324	152,053

Tableau VII-6 Les sollicitations à l'ELS

➤ Calcul des sections d'armatures

$$\text{Moment en travée : } (M_{tx} = 0,75. M_x ; M_{ty} = 0,85. M_y).$$

$$\text{Moment sur appuis : } (M_{ax} = 0,50. M_x ; M_{ay} = 0,50. M_y).$$

ELU	X-X		Y-Y	
	Sur appui	En Travée	Sur appui	En Travée
Mu(KN.m)	111,115	166,672	80,492	120,737
h (cm)	70	70	70	70
d (cm)	66,5	66,5	66,5	66,5
μ	0,018	0,027	0,013	0,019
α	0,027	0,034	0,016	0,024
Z (cm)	65,782	65,605	66,071	65,854
Fsu (MPa)	347,826	347,826	347,826	347,826
As (cm ²)	4,856	7,3	3,501	5,268
As (min)	9,17		9,17	
As adop (cm ²)	6T14=9,24	6T14=9,24	6T14=9,24	6T14=9,24
St (cm)	15	15	15	15
Stmax (cm)	33	33	33	33
St<St max	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau VII-7 Calcul de ferrailage de la dalle à l'ELU

➤ **Condition de non fragilité : selon BAEL**

Pour Fe E400 :

$$\text{selon Ly : } A_{sy \text{ min}} = 8 \times h_0$$

$$\text{selon Lx: } A_{sx \text{ min}} = \frac{3 - \alpha}{2} \times A_{sy \text{ min}}$$

➤ **Espacement maximal**

1. Et travée

$$S_t \leq \min(3 * h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

2. Sur appui :

$$S_t \leq \min(3 * h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

On adopte pour un espacement de : $S_t = 15 \text{ cm}$.

ELS

$$A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 * A_s * (d - y)^2.$$

$$b * y^2 + 30 * A_s * y - 30 * d * A_s = 0.$$

Sens	SENS X-X		SENS Y-Y	
section	Sur appui	En Travée	Sur appui	En travée
Mser (KN.m)	94,162	141,243	76,027	114,04
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	70	70	70	70
d (cm)	66,5	66,5	66,5	66,5
As adop (cm ²)	9,24	9,24	9,24	9,24
D (cm)	1,386	1,386	1,386	1,386
E (cm ²)	184,338	184,338	184,338	184,338
Yser (cm)	12,262	12,262	12,262	12,262
I (cm ⁴)	469184	469184	469184	469184
K (N/mm ³)	0,02	0,03	0,016	0,024
σ_{st} admi (Mpa)	164,973	164,973	164,973	164,973
σ_{bc} admi (Mpa)	15	15	15	15
σ_{st} (Mpa)	163,279	244,919	131,832	197,747
σ_{bc} (Mpa)	2,461	3,691	1,987	2,98
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	C.V	C.V	C.V	C.V
$\sigma_{st} < \sigma_{st}$ admi	C.V	CNV	C.V	CNV

Tableau VII-8 Vérification des contraintes à l'ELS

✚ Calcul les armatures à l'ELS

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

✚ Vérification de la contrainte de béton : $\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa

MSER (KN.m)	μ	K	β	Aser cm ²	σ_{bc}	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	ASadopté (cm ²)	St (cm)
94,162	0,0013	66,645	0,939	9,145	2,475	Vérifié	7HA16=14,07	14
141,243	0,0019	53,525	0,927	13,888	3,082	Vérifié	7HA16=14,07	14
76,027	0,001	77,04	0,946	7,328	2,141	Vérifié	7HA16=14,07	14
114,04	0,0016	59,02	0,933	11,147	2,795	Vérifié	7HA16=14,07	14

Tableau VII-9 ferrailage à l'ELS

VII.5.1. Etude de débord du radier

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 50 \text{ cm}$, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1 mètre avec : $h = 0.70 \text{ m}$, $d = 66 \text{ cm}$.

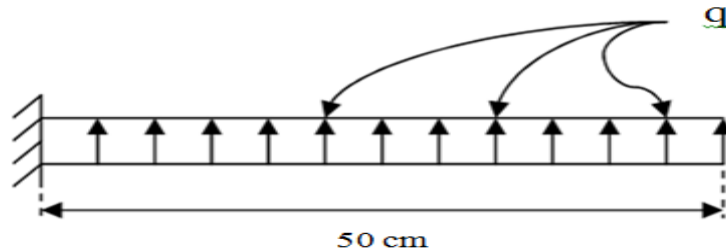


Figure VII.3 Schéma du débord

La fissuration est très préjudiciable : $M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{2}$, Donc on ferraille à l'ELS :

➤ **ELU**

$$Q_{\text{elu}} = 313.87 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \rightarrow M_{\max} = \frac{Q_{\text{elu}} \cdot l^2}{2} = 30,21 \text{KN. m.}$$

➤ **ELS**

$$Q_{\text{ser}} = 232.50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \rightarrow M_{\max} = \frac{Q_{\text{ser}} \cdot l^2}{2} = 22,375 \text{KN. m.}$$

$$\sigma_{\text{st adm}} = 164,97 \text{ MPa} \text{ et } \sigma_{\text{bc adm}} = 15 \text{ Mpa.}$$

➤ **Calcul de Section en Flexion Simple**

On utilise les formules suivantes pour déterminer le ferrailage :

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{\text{bu}}} \quad ; \quad f_{\text{bu}} = 14.2 \text{ MPa} \quad ; \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) \quad ; \quad A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad ; \quad A_{s_{\text{min}}} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Les résultants de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Sens	MU
section	sur appui
Mu(KN.m)	30,206
h (cm)	70
d (cm)	66,5
μ	0,005
α	0,027
Z (cm)	65,782
Fsu (MPa)	347,826
As (cm ²)	1,32
As (min)	9,177
As adop (cm ²)	6T14=9,24
St (cm)	15
Stmax (cm)	33
St<St max	C.V

Tableau.VI.10. Ferrailage de débord de radier à l'ELU.

Condition de non fragilité

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s_{\text{adop}}} > A_{s_{\min}} = 9,17 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Verification à l'ELS :**

Les résultants de calcul sont donnés dans le tableau suivant

Sens	SENS X-X
Section	Sur appui
Mser (KN.m)	22,375
b (cm)	100
h (cm)	70
d (cm)	66,5
As adop (cm ²)	9,24
D (cm)	1,386
E (cm ²)	184,338
Yser (cm)	12,262
I (cm ⁴)	469183,8
K (N/mm ³)	0,005
σ _{st} (Mpa)	164,973
σ(bc) (Mpa)	18
σ _{st} (Mpa)	38,799
σ(bc) (Mpa)	0,585
σ(bc) < σ(bc)	C.V
σ _{st} < σ _{st}	C.V

Tableau.VI.11. Vérification de débord de radier à l'ELS.

Les résultats sont vérifiés donc on adopte le ferrailage de l'ELU.

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_{\text{rép}} = \frac{A_s}{4} \quad A_r = \frac{9,24}{4} = 2,31 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ on adopte : } 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 20 cm.

❖ **Condition de non fragilité**

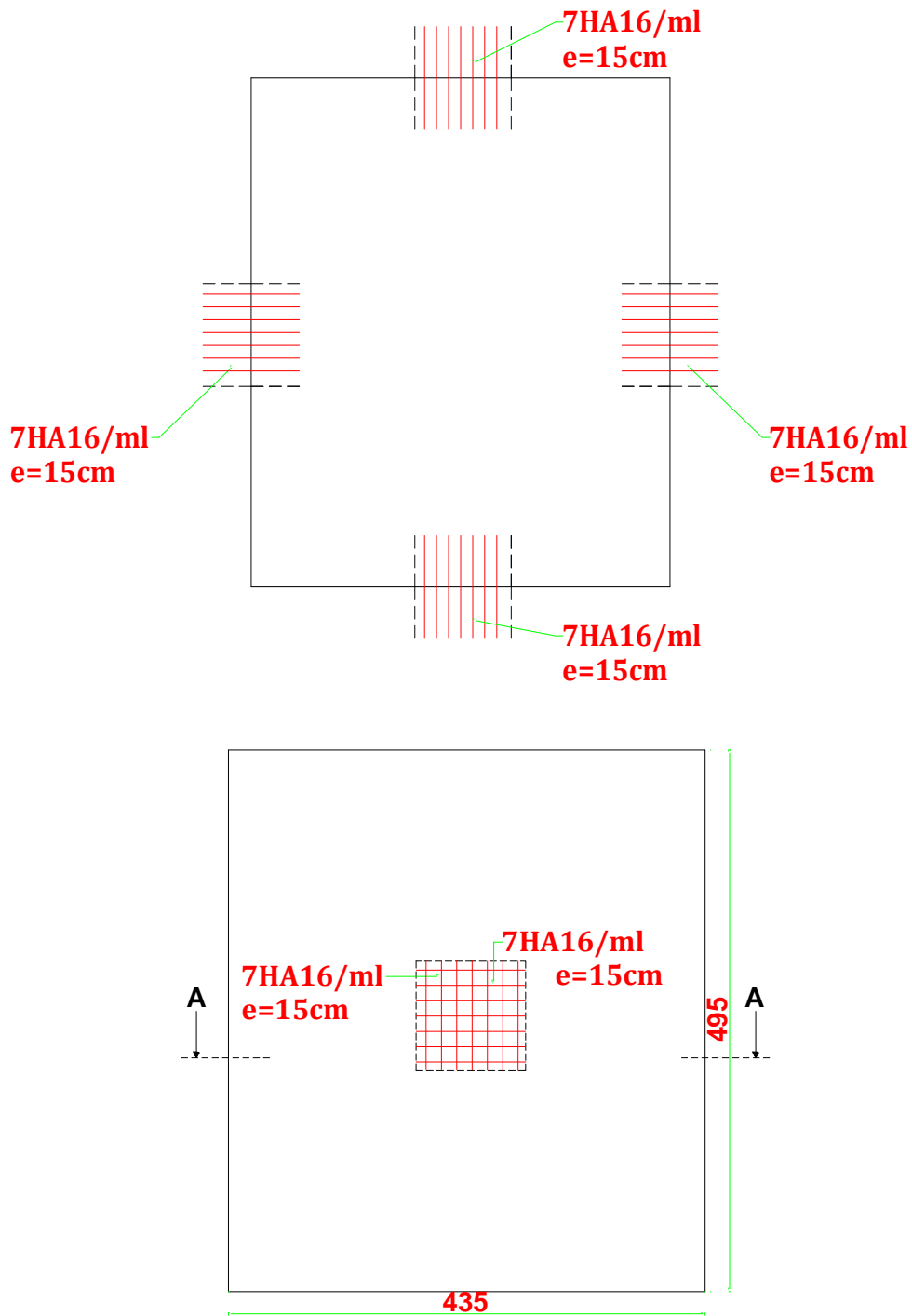
$$A_{s\text{min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$A_{s_{adop}} > A_{s_{min}} = 9,17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

❖ Armatures transversales : $A_t = \frac{A_s}{4} = 2.31$, on adopte 4T10 = 3.14 cm².

➤ Conclusion

Pour l'exécution du ferrailage de débord on gardera les mêmes aciers des appuis de rive.



VII.4 Ferrailage du radier général ep=70 cm

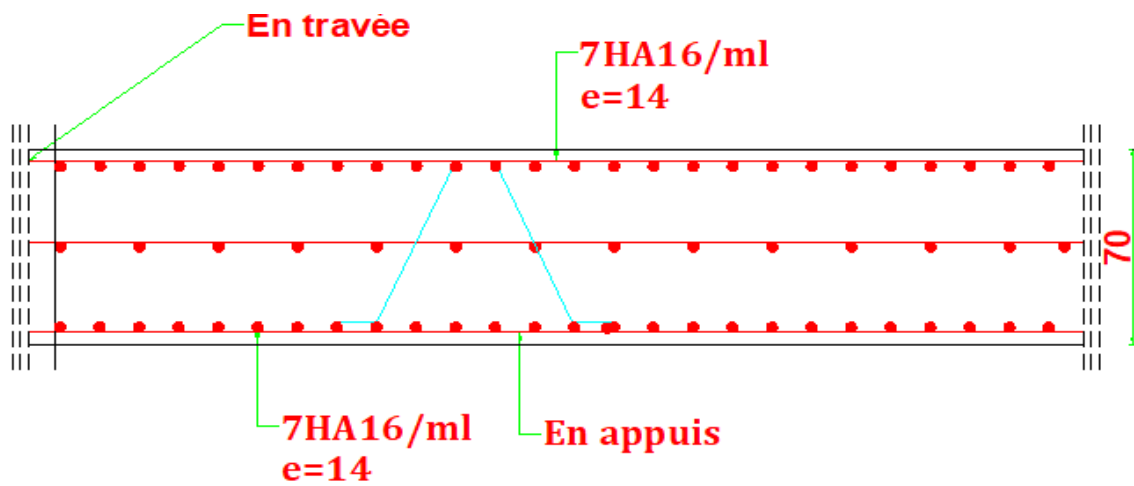


Figure.5. Coupe -AA-

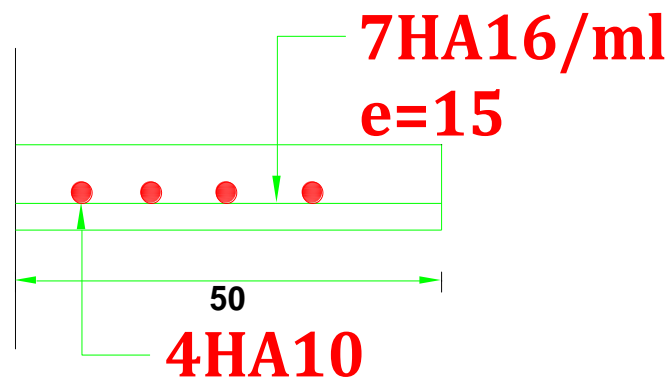


Figure.VII.6. Schéma de ferrailage débordement.

VII.6. Calcul des éléments de soutènement

VII.6.1. Introduction

Le voile périphérique a pour but d'accroître la rigidité de la base et de service D'obstacle à la circulation des eaux dans l'infrastructure, il est recommandé par **RPA99VERSION 2003**

Pour les ossatures au-dessous du niveau de base le RPA 99 VERSION 2003 exige pour les caractéristiques minimales ci-dessous :

- ✚ Épaisseur supérieure et égale $\geq 15 \text{ cm}$.
- ✚ Les armatures sont constituées à 0.10% dans les deux sens.

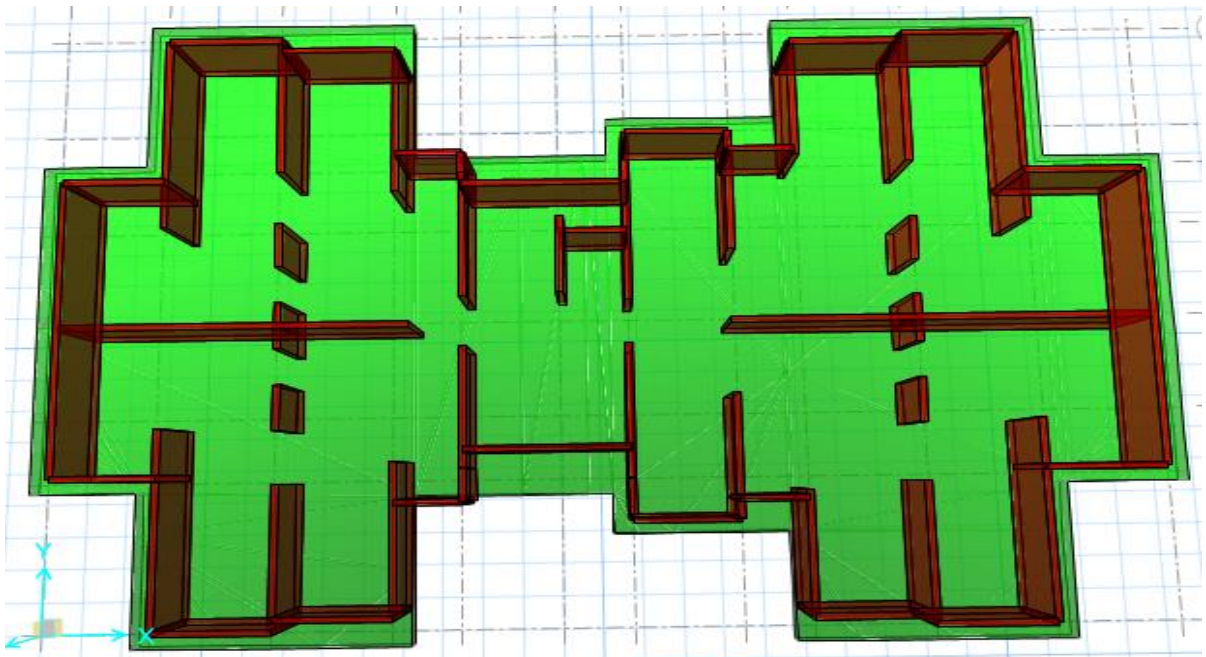


Figure VII.7 Position des voiles périphérique

VII.6.2. Dimensionnement du voile

- ✚ Épaisseur : $e = 20 \text{ cm}$.
- ✚ Hauteur : $h = H/10 = 3,05 \text{ m}$.

VII.7.3. Calcul de la poussée de terre

$$\sigma_h(h) = K_a \cdot \gamma \cdot h - 2 \times C \times \sqrt{K_a}$$

$$K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,25$$

Avec :

- ✚ γ : Poids volumique du remblai, ($\gamma = 18,5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$).

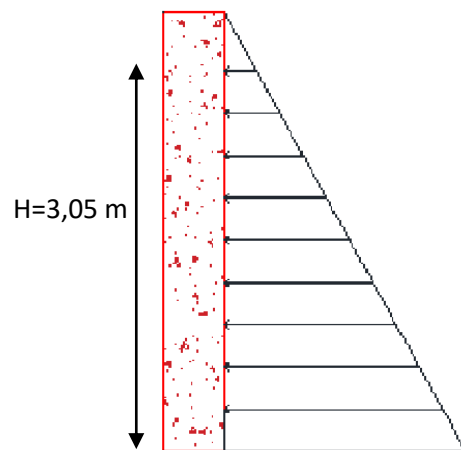


Figure VII.8 Poussée de terre

- ✚ σ_h : contrainte horizontale
- ✚ h : Hauteur entre nus du mur voile $0 \leq h \leq 3.05$ m.
- ✚ C : Cohésion du sol (Sol non cohérent) $C = 0$.
- ✚ φ : Angle de frottement ($\varphi = 30^\circ$).
- ✚ K_a : Coefficient de poussée de terre.

$$\sigma_h(h) = K_a \cdot \gamma \cdot h = 0.25 \times 18.5 \times 3.05 = 14,106 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

VII.6.4. Calcul de la poussée due aux surcharges

$$\sigma_q = K_a \times q$$

Avec : q_u : Contrainte éventuelle d'exploitation. $q = 10$ KPa

$$\sigma_q = 2.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

✚ **ELU :**

$$\sigma_u = 1,35 \sigma_h(h) + 1,5 \sigma_q$$

Pour $h = 0$ $\sigma_{\min}(0) = 3.75 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

Pour $h = 3,05$ m $\sigma_{\max}(3,05) = 22,79 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

Contrainte moyenne : $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 18,033 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

✚ **ELS:**

$$\sigma_{\text{ser}} = \sigma_h(h) + \sigma_q$$

Pour $h = 0$ $\sigma_{\min}(0) = 2.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

Pour $h = 3,05$ m $\sigma_{\max}(3,05) = 16,606 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

Contrainte moyenne : $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 13,08 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

La charge uniformément répartie appliquée sur les voiles par mètre linéaire est :

$$P_u = 18,033 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \quad \text{et} \quad P_{\text{ser}} = 13,08 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

➤ **Méthode de calcul**

Les murs sont calculés comme une dalle plane supposé uniformément chargée par la Poussé de terre.

Le panneau à étudier est de dimension $(3,05 * 4.50) m^2$, et d'épaisseur $e = 20$ cm.

Calcul le rapport $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$:

➤ **Calcul des moments fléchissant**

On sait que $\alpha = 0.68 < 0.4$ donc notre dalle travaille dans les deux sens

$$\mu(x) = \frac{1}{8(1 + 2.4 * 0.25^3)} = 0.117$$

$$M_{0x} = \mu_x * q * L_x^2 \cdot \text{Bande // a } l_x.$$

✚ **Moment sur travée**

Sens L_x : $M_x^t = 0,75 * M_x$.

Sens L_x : $M_y^t = 0,85 * M_x$

✚ **Moment sur appuis**

Sens L_x : $M_{xy}^a = 0.5 * M_{xy}$.

ELU	X-X			Y-Y		
Moment	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)
	11,910	8,933	5,955	4,805	4,084	2,402

Tableau VII-12 Les sollicitations à l'ELU, ELS

ELS	X-X			Y-Y		
Moment	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)
	9,332	6,999	4,666	5,211	3,908	2,606

Tableau VII-13 Les sollicitations à l'ELU, ELS

➤ **Calcul de ferrailage**

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}; \mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}; z = d(1 - 0.6\mu); A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}; A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_s}$$

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

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm})$$

Sens	X-X		Y-Y	
	sur appui	En Travée	sur appui	En Travée
Mu(KN.m)	5,955	8,933	2,402	4,084
h (cm)	20	20	20	20
d (cm)	18	18	18	18
μ	0,013	0,019	0,005	0,009
α	0,027	0,025	0,007	0,011
Z (cm)	17,806	17,824	17,953	17,92
Fsu (MPa)	347,826	347,826	347,826	347,826
As (cm ²)	0,962	1,44	0,385	0,655
As (min)	2,174		2,174	
Asadop (cm ²)	5T10=3.93	5T10=3,93	5T10=3,93	5T10=3,93
St (cm)	20	20	20	20
Stmax (cm)	33	33	33	33
St<St max	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau VII-17 Calcul de ferrailage du voile périphérique à l'ELU

➤ **Ferrailage minimal**

Condition de non fragilité :

Selon le RPA :

$$A_{RPA} = 0,1\% b * h.$$

➤ **Vérification à ELS**

✚ **Vérification de la contrainte**

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_a \leq \bar{\sigma}_a \rightarrow \frac{nM_{ser}}{I} (d - y) \leq \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta * f_{tj}}\right)$$

Fissuration est considérée très préjudiciable

➤ **La position de l'axe neutre**

$$b * y^2 + 30(A_s + d'A'_s) * y - 30(d * A_s - d'A'_s) = 0 \text{ avec } : A'_s = 0$$

➤ **Calcul de l'inertie I**

$$I = \frac{b * y^3}{3} + 15 * A_s(d - y)^2 + 15 * A'_s(y - d')^2 ; \text{avec } A'_s = 0$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 * F_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = n * \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_a \text{ avec } n = 15$$

$$\bar{\sigma}_a = \min(200 ; 164.97) = 164.97 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_a = 164.97 \text{ MPa}$$

Sens	SENS X-X		SENS Y-Y	
	Sur appui	En Travée	Sur appui	En travée
Mser (KN.m)	4,666	6,999	2,606	3,908
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	20	20	20	20
d (cm)	18	18	18	18
As adop (cm ²)	3,93	3,93	3,93	3,93
D (cm)	0,59	0,59	0,59	0,59
E (cm ²)	21,222	21,222	21,222	21,222
Yser (cm)	4,055	4,055	4,055	4,055
I (cm ⁴)	13686,14	13686,14	13686,14	13686,14
K (N/mm ³)	0,034	0,051	-0,019	0,029
σ _{st} (Mpa)	201,633	201,633	201,633	201,633
σ(bc) (Mpa)	15	15	15	15
σ _{st} (Mpa)	71,318	106,977	-39,824	59,736
σ(bc) (Mpa)	1,382	2,074	-0,772	1,158
σ(bc) < σ _{bc}	C.V	C.V	C.V	C.V
σ _{st} < σ _{st}	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau VII-18 Vérification à l'ELS

➤ **Distributions constructives**

L'espace des barres doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t = \min[1.5e; 30 \text{ cm}] \rightarrow S_t = 30 \text{ cm.}$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm.}$

L'espace des barres à l'extrémité est $\frac{S_t}{2}$ le long d'une longueur égale à $\frac{l}{10}$.

On prend : $S_t = 10 \text{ cm,}$ en zone nodale.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ✚ $40\phi = 50 \text{ cm}$ Pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ✚ $20\phi = 25 \text{ cm}$ Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Ferraillage du voile périphérique double nappes

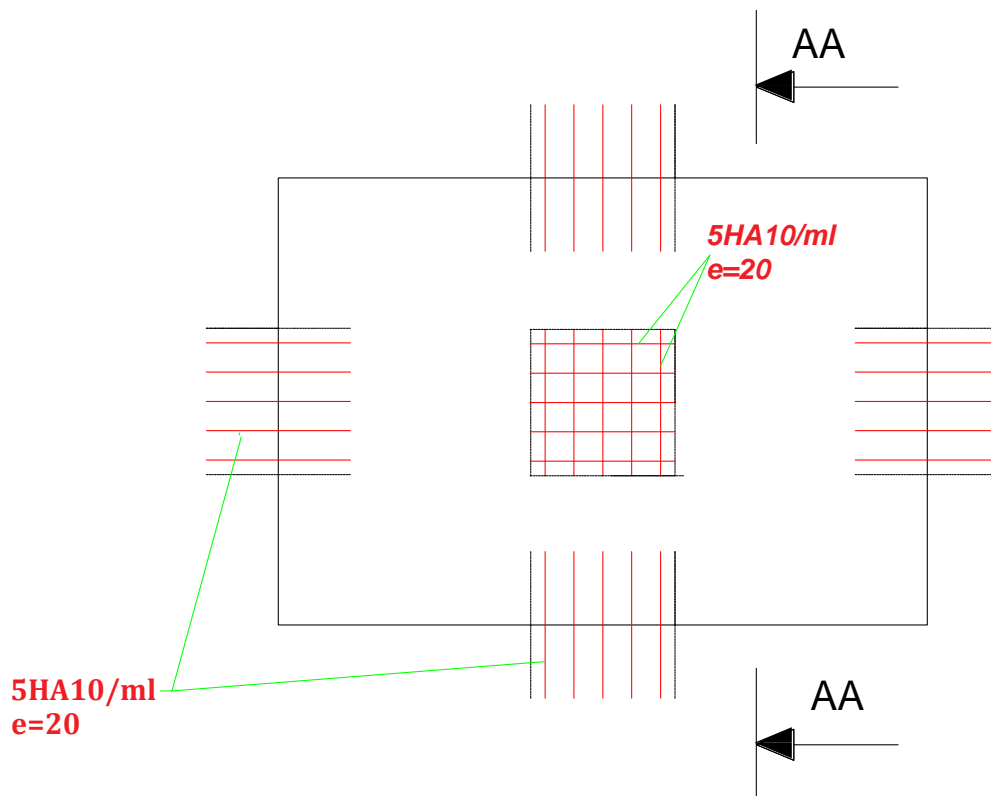


Figure VII.9 : Ferraillage du voile périphérique deux nappes inf+sup

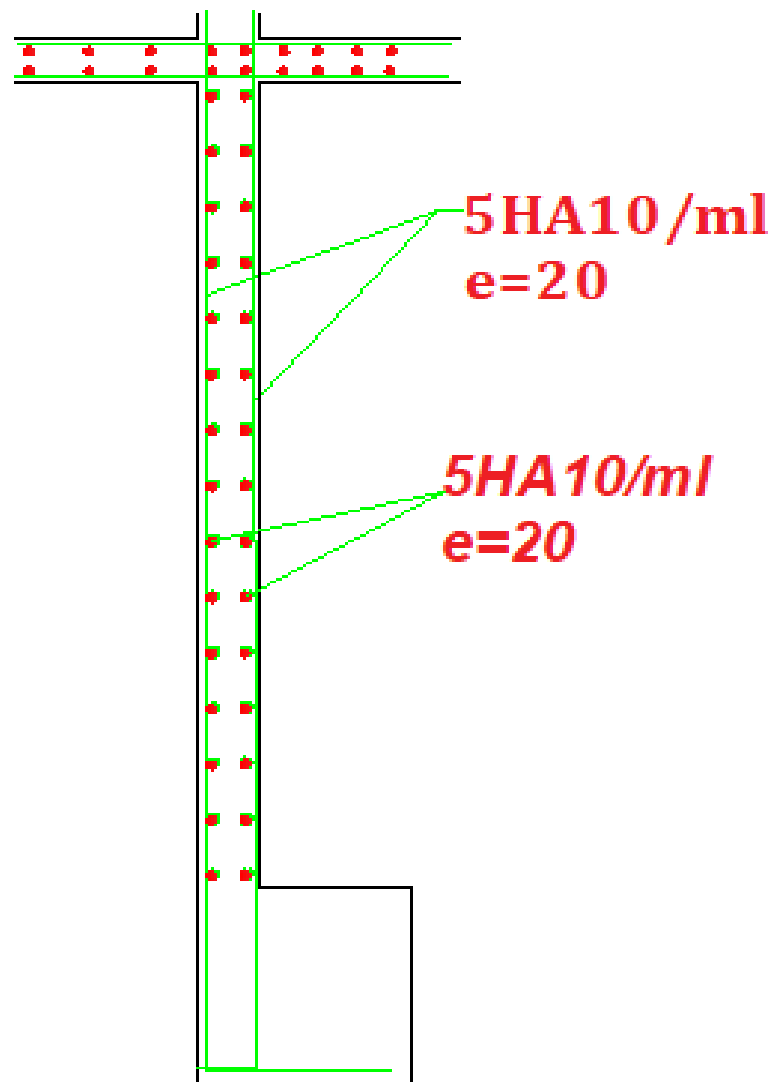


Figure VII.10 : Ferrailage de voile périphérique coupe -AA-



Conclusion

Générale



Conclusion générale :

Le projet de fin d'étude est une occasion pour l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation universitaire. Cette expérience nous a permis aussi d'acquérir des connaissances sur les différentes méthodes de calcul et d'analyses des structures en appliquant les règles techniques tels que :

- ✓ Le règlement parasismique Algérien : l'RPA 99/version 2003 ;
- ✓ Le béton armé aux états limites : BAEL 91 et quelques documents techniques à savoir le DTU ; DTR. BC2. 33.2 ; DTR –B.E.1.32 ainsi que la pratique des logiciels de calcul comme : SAP2000 ; SOCOTEC, AUTOCAD, Expert...etc.

Le thème de notre projet a traité l'étude d'une structure en béton armé a voile porteur, réalisé selon la technique « coffrage tunnel », nous avons pu grâce à cette étude, découvrir, apprécier et déceler les avantages et les inconvénients de ce type de structure.

Après avoir achevé ce mémoire de fin d'étude, nous sommes arrivés aux conclusions suivantes :

- ✚ Les structures à voiles porteurs ne sont pas complètement infaillibles face aux séismes comme nous avons pu le souligner dans les premiers chapitres de ce mémoire.
- ✚ Cette vulnérabilité se présente sous la forme d'une flexibilité à la torsion lors d'un séisme, comme l'a pu démontrer l'étude sismique. Ce qui constitue une faiblesse pour l'ouvrage en question.
- ✚ La source de cette flexibilité face à la torsion est à notre sens, due aux choix des dispositions de voiles porteurs (disposés selon le sens yy) prise lors de la conception de cet ouvrage car on peut remarquer le déséquilibre des rigidités créé par ces voiles sur le plan architectural entre sa partie inférieure et supérieure.

Par conséquent, on peut dire que certaines dispositions architecturales prises lors de la conception d'un ouvrage à voile porteur peuvent pénaliser énormément ce genre de structure en termes de résistance face aux séismes pourtant réputé pour être l'inverse.



Bibliographie



Bibliographie :

Règlement :

- Règles parasismiques algériennes **RPA99/VERSION 2003**.
- Document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation.
- Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, **C.B.A.93**.
- Béton armé aux états limites **BAEL91**.
- Règlement Neige Et Vent **RNV 99**.

Livre :

- Pratique du **BAEL93**.....IEAN PERCHAT et JEAN DROUX.
- **CBA**.....Règles de conception et de calcul des Structures en béton armé.

Cours :

- Béton armé.
- Mécanique des sols.
- Résistances des matériaux.
- Dynamique des structures.
- Bâtiments.
- Matériaux de construction.

Thèses fines d'étude :

- Mémoires de fin d'études, université de Jijel.

Logiciels :

- ETABS.18.1.1.
- AUTOCAD V21.
- SOCOTEC.
- SAFE.
- EXEL.
- WORD.