



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

*République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de technologie
Département de Génie Civil*

Mémoire de fin d'études

*En Vue d'Obtention du diplôme Master en génie civil
Option : Structures*

Thème

Etude d'un bâtiment (R+7) avec 2 entre sols à usage d'habitation et commercial contreventé par un système mixte (Voiles – Portiques)

Réaliser par :

*M^{lle} . BOUANANI Hanane
M^{lle} . AMOURA Wazna*

Encadre par :

M^r : GUECHARI

Soutenu le 04 juillet devant le jury :

*M^r MEZIANI
M^{m e} BOUAYAD*

Promotion 2018-2019

Remerciement

Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous tenons à remercier nos familles pour leurs sacrifices et encouragements durant tous le parcours des études. Sans oublier notre promoteur Mr GUECHARI de nous avoir encadré.

Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants de département GENIE CIVIL pour leurs rôles importants dans notre formation.

En fin, tous nos amis, amies et ceux qui ont contribué de près ou de loin pour achever ce modeste travail.

BOUANANI hanane

AMOURA wazna

Dédicace

Je dédie ce travail

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

A Ma chère grand-mère.

A mes chères sœurs DAMIA et SOUHILA

A mes chers frères SALIM et KHALED.

A mes chères cousines NADIA et SILIA

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis et sur tout SOUHILA, LILA, et KHALED

En fin, je remercie ma binôme HANANE qui a contribué à la réalisation de ce travail, Et à toute la promotion génie civil 2018/2019.

Wazna

Dédicace

Je dédie ce travail

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

A Mes chers grands-parents.

A ma chère sœur LILA.

A mes chers frères WAHID, ZINDINE, BRAHIM.

A mes chères tantes LINDA, LYDIA.

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis et sur tout SOUHILA.

En fin, je remercie ma binôme WAZNA qui a contribué à la réalisation de ce travail, Et à toute la promotion génie civil 2018/2019.

Hanane

Sommaire

Introduction général

I Chapitre I : Généralité

I.1. Présentation de l'ouvrage	1
I.2. Caractéristiques de l'ouvrage	1
I.2.1. Caractéristiques architecturales :	1
I.2.2. Caractéristiques géométriques:	1
I.2.3. Caractéristiques géotechniques du site :	1
I.2.4. Caractéristique structurales :	1
I.4. Les états limites	2
I.5. Actions et combinaison d'actions	2
I.5.1. Les actions :	2
I.5.2. Les combinaisons d'actions	2
I.6. Caractéristiques des matériaux	3
I.6.1. Béton :	3
I.7.1. Les aciers	5
I.7.2. Aciers disponibles	5
I.7.3. Contrainte limite d'acier :	5
I.7. Les valeurs des contraintes du l'acier et du béton	5

Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

II Chapitre II : Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires

II.1 Introduction :	6
II.2 Pré dimensionnement des éléments :	6
II.2.1 Les plancher :	6
II.2.2 Les poutrelles :	6
II.2.3 Les dalles :	7
II.2.4 Les poutres :	8
II.2.5 Les poteaux :	9
II.2.6 Les voiles :	9
II.2.7 Les escaliers :	9
II.2.8 L'acrotère :	11
II.3 Evaluation des charges et surcharges	11
II.3.1 Planchers à corps creux :	12
II.3.2 Plancher à dalle pleine :	12

II.3.3	Les murs extérieurs :	13
II.3.4	Les escaliers	13
II.4	Descente des charges :	14
II.4.1	Loi de dégression des charges :	14
II.4.2	Vérifications des conditions RPA99/2003	17
II.4.3	Conclusion :	18
II.5	Etudes des éléments secondaires :	19
II.5.1	Etudes des poutrelles :	19
II.5.2	Dalle pleine :	28
II.5.3	Etude des escaliers :	31
II.5.4	Etude de l'acrotère :	35
II.5.5	Eude de la Poutre brisée	38
II.5.6	Poutre de chaînage :	41
II.5.7	Etude de l'ascenseur :	42

III Chapitre III : Etude dynamique

III.1	Introduction :	48
III.2	Méthodes utilisables :	48
III.2.1	Méthode statique équivalente :	48
III.2.2	Méthode modale spectrale :	48
III.2.3	Méthode dynamique par accélérogramme :	48
III.3	Calcul de la force sismique V statique :	49
III.4	Spectre de réponse de calcul (RPA99/2003 art 4.3.3).....	51
III.5	Modélisation et résultats :	52
III.5.1	Disposition des voiles de contreventement :	53
III.5.2	Mode de vibration et taux de participation des masses modales :	53
III.5.3	Les modes de vibrations :	54
III.6	Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/Version 2003 :	55
III.6.1	Justification de l'interaction voiles-portiques :	55
III.6.2	Vérification de l'effort normal réduit :	57
III.6.3	Vérification de la résultante des forces sismiques :	57
III.6.4	Vérification vis-à-vis des déplacements de niveau :	58
III.6.5	Justification vis à vis de l'effet P-Delta:	58
III.7	Conclusion :	59

IV Chapitre IV : Etude des éléments structuraux

IV.1	Introduction :	60
------	----------------	----

IV.2	Etude des poutres :	60
IV.2.1	Recommandation du RPA99/Version 2003.....	60
IV.2.2	Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1):	60
IV.2.3	Armatures transversales (Art 7.5.2.2):	60
IV.2.4	Sollicitation et ferrailage des poutres	61
IV.2.5	Vérification des armatures selon RPA99/2003 : Chapitre III.....	61
IV.2.6	Vérification à l'ELU :	62
IV.2.7	Vérification à l'ELS :	63
IV.3	Etude des poteaux :	64
IV.3.1	Recommandations du RPA99.V2003 :	65
IV.3.2	Sollicitations de calcul :	66
IV.3.3	Calcul du ferrailage :	67
IV.3.4	Vérifications.....	68
IV.3.5	Schémas de ferrailage des poteaux :	70
IV.3.6	Vérification de la zone nodale :	70
IV.3.7	Détermination des moments résistants :	70
IV.3.8	Vérification de la zone nodale dans les différents étages :	71
IV.4	Etude des voiles :	72
IV.4.1	Recommandation du RPA	72

V Chapitre V :Etude de l'infrastructure

V.1	Introduction :	81
V.2	Choix de type des fondations :	81
V.3	Les vérifications des types des fondations :	81
V.3.1	Vérification des semelles isolées :	81
V.3.2	Vérification semelle filante :	82
V.3.3	Vérification radier général :	82
V.3.4	calcul du radier :	85
V.3.5	Schéma de ferrailage :	87
V.4	Etude des nervures :	87
V.4.1	Calcul des sollicitations :	89
V.4.2	Ferrailage des nervures.....	89
V.4.3	Vérifications :	90
V.4.4	Schéma de ferrailage des nervures	91
V.5	Etude du mur adossé :	92
V.5.1	Introduction :	92

V.5.2	Dimensionnement du mur :.....	92
V.5.3	Caractéristiques géotechniques du sol :.....	92
V.5.4	Evaluation des charges et surcharges : Le voile périphérique et soumis à.....	93
V.5.5	Ferraillage du mur :.....	93
V.5.6	Vérification a l'ELU :.....	94
V.5.7	Vérification des contraintes :.....	94
V.5.8	Schéma de ferraillage du mur adossé.....	95

Conclusion

Bibliographie

Annexes

Plans de la structure

Liste des tableaux

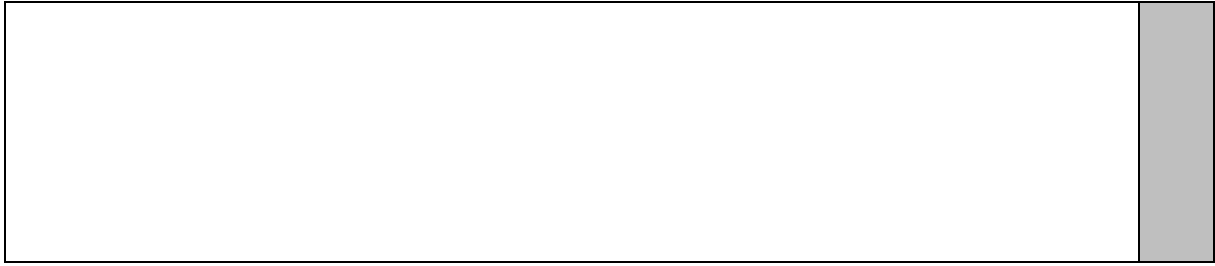
Tableau I.1 : Les caractéristiques géométriques de la structure	01
Tableau I.2 : Les valeurs des contraintes du béton	05
Tableau.I.3 : Les valeurs des contraintes du l'acie.	05
Tableau II.1. Dimonsionnement de l'escalier.	11
Tableau II.2 Dimension de l'acrotère.	11
TableauII.3. Evaluation des charges du plancher à corps creux.	12
Tableau II.4. Evaluation des charges du plancher à dalle plein.	12
Tableau II.5. Evaluation des charges pour les murs extérieurs.	13
Tableau II.6. Evaluation des charges du palier.	13
Tableau II.6. Evaluation des charges du palier.	14
Tableau II.7. Evaluation des charges de la volée.	17
Tableau II.8. Descente de charge pour le poteau P1.	17
Tableau II.9. Vérification à la compression simple de poteau le plus sollicités de tous les niveaux.	18
Tableau II.10. Vérification au flambement de poteau le plus sollicité de tous les niveaux.	18
Tableau II.11. Les vérifications de l'effort normal réduit.	18
Tableau II.11. Les vérifications de l'effort normal réduit.	21
Tableau II.12. Dimensions des poteaux.	22
Tableau II.13. Des charges et surcharges revenant aux poutrelles.	24
Tableau II.14 : Récapitulatifs des sollicitations dans les différents niveaux des poutrelles les plus défavorables.	25
Tableau II.15. Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage du plancher à usage service.	26
Tableau II.16: Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS.	27
Tableau II.16: Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS.	28
Tableau II.17 : Vérifications de flèches de niveau service.	28
Tableau II.18. Schémas de ferrailage des poutrelles.	28
Tableau II.18. Schémas de ferrailage des poutrelles.	29
Tableau II.19. Les sollicitations dans les dalles.	32
Tableau II.20. Ferrailage de dalle type 2.	32
Tableau II.21. Vérification des contraintes à l'ELS.	32
Tableau II.21. Vérification des contraintes à l'ELS.	33
Tableau II.22. Résultat de ferrailage volé 1 et 3.	33
Tableau II.22. Résultat de ferrailage volé 1 et 3.	33
Tableau II.23. Vérification des contraintes à L'ELS dalle 2.	34
Tableau II.23. Vérification des contraintes à L'ELS dalle 2.	34
Tableau II.24. Résultats de la flèche dalle 2.	36
Tableau II.24. Résultats de la flèche dalle 2.	36
Tableau II.25. Résultats ferrailage la volé 2 (consol).	37
Tableau II.25. Résultats ferrailage la volé 2 (consol).	37
Tableau II.26. vérification des contraintes à L'ELS.	37
Tableau II.26. vérification des contraintes à L'ELS.	37
Tableau.II.27. Combinaison d'action de l'acrotère.	38
Tableau.II.27. Combinaison d'action de l'acrotère.	38
Tableau II.28. Résultats de ferrailage pour l'acrotère.	39
Tableau II.28. Résultats de ferrailage pour l'acrotère.	39
Tableau II.29. Vérification des contraintes à l'ELS.	40
Tableau II.29. Vérification des contraintes à l'ELS.	40
Tableau.II.30. Récapitulatif des sollicitations.	41
Tableau.II.30. Récapitulatif des sollicitations.	41

Tableau.II.31. Résultat des ferrailrages à la flexion simple.	42
Tableau II.32. Vérification des contraintes.	43
Tableau II.33. Résultats de ferraillage de la poutre de chaînage.	43
Tableau II.34. Vérification des contraintes.	44
Tableau II.35. Sollicitation de la dalle d'ascenseur.	45
Tableau II.36. Résultats ferraillage dalle ascenseur.	46
Tableau II.37. Vérification des contraintes à l'ELS.	51
Figure II.38. Moment et ferraillage correspondant dalle machine.	53
Figure II.39. Vérification des contraintes.	56
Tableau III.1. Valeurs des pénalités Pq .	56
Tableau III.2. Période et taux de participation massique de la structure.	57
Tableau III.3. Interactions sous charge vertical.	57
Tableau III.4. Interactions sous charge horizontales.	58
Tableau III.5. Vérification de l'effort normal réduit.	58
Tableau III.6. Vérification de la résultante des forces sismique.	61
Tableau III.7. Vérification des déplacements relatifs.	62
Tableau III.8. Vérification de l'effet $P-\Delta$.	63
Tableau IV.1. Ferraillage des poutres principales et secondaires.	63
Tableau IV. 1. Vérification des contraintes tangentielles des poutres.	63
Tableau IV.2. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement des poutres.	66
Tableau IV.4. Vérification de l'état limite de compression.	67
Tableau IV.5. Vérification de l'état limite de déformation.	67
Tableau IV.6. Ferraillage longitudinal des poteaux.	67
Tableau IV.7. Sollicitations dans les poteaux.	68
Tableau IV.8. Ferraillage des poteaux.	69
Tableau IV.9. Ferraillage transversal des poteaux.	69
Tableau IV.10. Vérification de l'effort normal ultime.	71
Tableau IV.11. Vérification des contraintes dans le béton.	71
Tableau IV.12. Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.	71
Tableau IV.13. Moment résistant dans les poteaux.	73
Tableau IV.14. Moment résistant dans les poutres.	76
Tableau IV.15. Vérification de la zone nodale.	77
Tableau IV.16. Sollicitation maximales du voile $Vx1$.	78
Tableau IV.17. Ferraillage du voile $Vx1$.	79
Tableau IV.18. Ferraillage du voile $Vx2$.	84
Tableau IV.19. Ferraillage du voile $Vy1$.	85
Tableau IV.20. Ferraillage du voile $Vy2$.	86
Tableau V.1. Résumé des résultats (vérification des contraintes).	86
Tableau V.2. Résumé des résultats du ferraillage du radier.	87
Tableau V.3. Vérification des contraintes du radier.	89
Tableau V.4. Section d'armature a l'ELS.	90
Tableau V.5. Re-vérification des contraintes du radier.	90
Tableau V.6. Sollicitation sur la nervure.	91
Tableau V.7. ferraillage des nervures.	91

Tableau V.8. Vérification de l'effort tranchant.	94
Tableau V.9. Vérifications des contraintes à l'ELS.	95
Tableau V.10. Résumé des résultats (ferraillage des nervures).	
Tableau V.11. Section des armatures du mur adossé.	
Tableau V.12. Résumé des résultats (Vérification des contraintes).	

Liste des figures

Figure I.1 : Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton	04
Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformation des aciers.	05
Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.	06
Figure II.2. Schéma de la disposition des poutrelles pour l'entre sol et le RDC.	06
Figure II.3. Schéma de la disposition des poutrelles pour le reste des étages et terrasse inaccessible.	07
Figure.II.4. Dimension d'une poutrelle.	07
Figure II.5. Dalle sur 2 appuis.	08
Figure II.6. Dalle sur 2 appuis.	08
Figure II.7. Dalle sur 3 appuis.	08
Figure II.8. Schéma explicatif d'un escalier.	10
Figure II.9. Vus en plan d'escalier.	10
Figure II.10. Surface afférente pour tous les niveaux.	14
Figure II.11. Les différents type des poutrelles.	20
Figure II.12. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	27
Figure II.13. Schéma de ferrailage de la dalle type 1.	30
Figure II.14. Schéma de ferrailage de la dalle type 2.	30
Figure II.15. Schéma de ferrailage de la dalle sur type 3.	30
Figure II.16. Schéma statique des volées 1 et 3.	31
Figure II.17. Schéma de ferrailage d'escalier de la consol.	34
Figure II.18. Schéma de ferrailage des volées 1 et 3.	35
Figure II.19. Section de l'acrotère à ferrailer.	36
Figure.II.20. Schéma de ferrailage de l'acrotère.	38
Figure II.21. Schéma de ferrailage de la poutre Brisée.	40
Figure II.22. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.	42
Figure II.23. Cage d'ascenseur.	42
Figure II.24. Schéma représentant la surface d'impact	44
Figure II.25. Schéma de ferrailage de la dalle ascenseur.	47
Figure III.1: spectre de réponse.	52
Figure III.2 : Modélisation 3D de la structure sur ETABS2016.	52
Figure III.3. Disposition des voiles.	53
Figure III.4. Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).	54
Figure III.5. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe X-X).	54
Figure III.6. Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z).	55
Figures VI.1. Schéma de Ferrailage des poutres principales de l'entre sol 1et2.	64
Figures VI.2. Schéma de Ferrailage des poutres secondaires de l'entre sol 1et2.	64
Figure VI.3. Zone nodale.	65
Figure VI.4. Schéma de ferrailage de l'entre sol 1,2 et RDC, 1 ^{er} étage.	70
Figure VI.5. Zone nodale.	70
Figure IV.6. Schéma de ferrailage de voile Vx1.	80
Figure V.1. Dimension du radier.	82
Figure VI.2. Présentation de zone d'impact de la charge compactée.	83
Figure V.3. Schéma de ferrailage du radier.	87
Figure V.4. Schémas de rupture de la dalle du radier.	87
Figure V.5. Schémas de ferrailage des nervures sens X-X.	91
Figure V.6. Schémas de ferrailage des nervures sens Y-Y.	92
Figures V.7. Répartitions des contraintes sur les voiles.	93
Figure V.8. Shéma de ferraille du mur adossé.	95



Symboles Et Notations

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

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

a : Epaisseur.

α : Coefficient de la fibre neutre

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Diamètre, dalle

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_a, E_c : Sont les modules de déformation.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

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

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

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

Δf_{adm} : la flèche admissible.

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

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

ht : hauteur totale du plancher.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

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

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

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

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

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

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

L : Longueur ou portée.

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

L_x = distance entre nus de poutrelles.

L_y = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l' : longueur fictive.

l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

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

M_j : Moment correspondant à j .

M_g : Moment correspondant à g .

M_q : Moment correspondant à q .

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

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

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

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

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

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m²).

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T₂ : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{gi} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

X, Y et **Z** : Coordonnées en général.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

Z : profondeur au dessous de la fondation (m).

b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

h_t : hauteur total du radier (m).

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

v : Coefficient de poisson

σ : Contrainte normale.

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m^3).

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

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

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

q : chargement KN/ml..

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

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

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

Introduction générale

Introduction générale

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions. Pour y remédier, on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements mais aussi de comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse.

A cet effet, les ingénieurs génie civil sont appelés à concevoir alors des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de toute excitation externe, tout en tenant compte des aspects économique et esthétique.

Afin de mieux comprendre les étapes de calcul et de mettre en application nos acquis, on se propose dans le présent projet d'étudier un bâtiment R+7 avec deux entrées sols et commerce intégré, contreventé par un système mixte (voile-portique). Pour ce faire nous allons suivre le plan de travail suivant :

Le premier chapitre est consacré à la description complète de l'ouvrage ainsi qu'à quelques généralités des matériaux utilisés, le pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires fait l'objet du deuxième chapitre. Au troisième chapitre nous avons mené une étude dynamique de la structure, cette dernière a été modélisée par le logiciel ETABS 2016, le calcul du ferraillement des éléments structuraux est exposé dans le quatrième chapitre. Le dernier chapitre s'étale sur le calcul des fondations, enfin on termine par une conclusion qui synthétise l'ensemble des résultats et remarques obtenus dans cette étude.

I.1. Présentation de l'ouvrage

L'objet de notre travail consiste à réaliser une étude d'un bâtiment de sept étages plus deux entre-sols.

Le bâtiment sera implanté à sidi Ahmed, wilaya de Béjaia. Cette zone est classée comme zone de moyenne sismicité (zone IIa), et le bâtiment est classé dans le groupe d'usage 2 selon le **RPA 99/Version 2003**.

I.2. Caractéristiques de l'ouvrage

I.2.1. Caractéristiques architecturales :

Le bâtiment est constitué de :

- Deux entre sol à usage commercial et service.
- Sept étages à usage d'habitation.
- Une terrasse inaccessible.

I.2.2. Caractéristiques géométriques:

Tableau 1 : Les caractéristiques géométriques de la structure

L_x (m)	L_y (m)	H_{totale} (m)	h_1 (entre sol 2) (m)	h_2 (entre sol 1) (m)	RDC (m)	Le reste des étages
28.20	17.90	34.68	4.08	3.06	3.06	3.06

I.2.3. Caractéristiques géotechniques du site :

D'après les résultats du sondage carotté et les essais pénétrométriques, réalisé sur le terrain réservé au projet « 100 logements LPA » à sidi Ahmed wilaya de Bejaia, nous avons pu tirer les conclusions suivantes :

- Le sol est classé dans la catégorie S2 (sol ferme).
- La contrainte admissible calculée est donnée par **2,1 bars** à un ancrage de **1,5m**.

I.2.4. Caractéristique structurales :

• Système de contreventement :

D'après l'article [3.4] du RPA/version 2003, pour une structure qui dépasse 4 niveaux ou 14m de hauteur en zone de moyenne sismicité (IIa) on peut utiliser un système de contreventement assuré par des portiques auto-stables en béton armé. Système de contreventement constitué par les voiles porteurs en béton armé.

En ce qui concerne notre projet, on opte pour un système de contreventement mixte assuré par des voiles-portiques.

• Les planchers :

Les planchers sont des aires horizontales destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage.

Pour notre projet, on utilise deux types de plancher :

- Plancher à corps creux avec poutrelles et une dalle de compression en béton armé.
- Plancher à dalle pleine en béton armé.

• La maçonnerie :

- Murs extérieures : ils sont en double cloison de (15+5+10) cm d'épaisseur.
- Murs intérieure : ils sont réalisés en simple cloison de brique creuse de 10cm

- **Les escaliers :**

Les escaliers sont des éléments secondaires, permettant le passage entre les niveaux.

Notre bâtiment comporte deux types d'escaliers.

- **L'ascenseur :**

Un ascenseur est un dispositif mécanique construit pour le transport vertical des personnes ou d'objet entre les étages d'un bâtiment.

- **L'acrotère :**

C'est un élément en béton armé, encastré à sa base dans le plancher.

I.3. Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- **RPA99/version 2003** ; (règlement parasismique algérienne)
- **CBA93** ; (code de béton armé)
- **DTR** ;(document techniques réglementaire, charge et surcharge)
- **BAEL91 modifié 99** ; (béton armé aux états limites)

I.4. Les états limites

Les états limites sont des états d'une construction qui ne doivent pas être atteints sous peine de ne plus permettre à la structure de satisfaire les exigences structurelles ou fonctionnelle définies lors de son projet, la justification d'une structure consiste à s'assurer que des tels états ne pouvant pas être atteints ou dépassés. On distingue :

- **Etats limite ultimes (ELU) :**

Ils correspondent à ce que l'on entend généralement par la limites de résistance mécanique au de la quelles il y'a la ruine de l'ouvrage.

- **Etats limites de service (ELS) :**

Ils correspondent à des critères dont le non-respect ne permet pas à l'élément d'être exploité. On distingue :Compression du béton, ouverture des fissures, déformation des éléments.

I.5. Actions et combinaison d'actions

I.5.1. Les actions :

On appelle actions l'ensemble des charges et déformations appliqués à une structure,On distingue :

- **Les actions permanentes (G) :**

Ce sont des actions dont l'intensité varie très peu dans le temps, elles comportent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des cloisons, revêtement, superstructure fixes.
- Le poids des déformations imposées à la structure.

- **Les actions variables (Q) :**

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent :Les charges d'exploitations, les charges climatiques, les effets thermiques.

- **Les actions accidentelles (F_A) :**

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer : Les chocs, les séismes, les explosions et le feu.

I.5.2. Les combinaisons d'actions

I.5.2.1. Les combinaisons d'actions à l'ELU :CBA93 (article A.3.3.2)

- **Situations durables ou transitoires :**

Il y'a lieu de considérer uniquement les charges permanentes et les charges d'exploitations, la combinaison est donnée comme suit :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + 1.5Q_1 + \sum 1.3\psi_{0i} Q_i$$

Avec : $\psi_{0i} = 0.77$ pour les bâtiments à usage courant

• **Situations accidentelles :**

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{1i} Q_1 + \sum 1.3 \psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.5 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

I.5.2.3. Les combinaisons d'actions à l'ELS :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$$

Avec :

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

I.6. Caractéristiques des matériaux

I.6.1. Béton :

Le béton est composé de ciment, de granulats et d'eau, conformes aux normes en vigueur, et éventuellement d'adjuvants (air occlus, plastifiants, antigel ...).

I.6.1.1. Résistance caractéristiques mécaniques du béton :

Le béton est caractérisé, au point de vue mécanique, par sa résistance à la compression et sa résistance à la traction, mesurées à (j) jours d'âge.

a) Résistance à la compression :

Elle est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 200 mm² de section et de hauteur double de leur diamètre.

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par :

Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa : **BAEL91 (Article A.2.1.12)**

$$F_{cj} = \frac{1}{4.76 + 0.83 j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 60 \text{ jours.}$$

$$F_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{si } j \geq 60 \text{ jours.}$$

- Pour des résistances $f_{c28} \geq 40$ MPa :

$$F_{cj} = \frac{1}{1.4 + 0.95 j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28 \text{ jours.}$$

$$F_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j \geq 28 \text{ jours}$$

b) Résistance à la traction :

La résistance caractéristique du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation : $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$ **BAEL91 (Article A.2.1.12)**

Pour $j = 28$ jours on a : $f_{t28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1$ MPa

c) Déformation longitudinales du béton :

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton :

- **Modules de déformation instantanée :**

On admet la relation suivante sous des contraintes normales d'une durée d'application $< 24H$:

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{CBA93 (Article A.2.1.2.2)}$$

- **Module de déformation longitudinale différé :**

Pour des chargements de longue durée, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{CBA93 (Article A.2.1.2.1)}$$

d) Les contraintes limites du béton :

- **Contrainte ultime de compression :** Pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

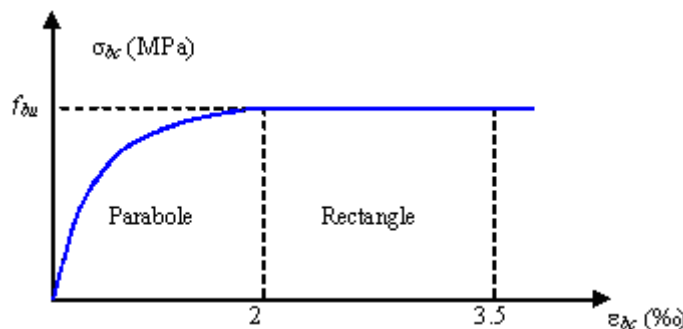


Figure I.1 : Diagramme parabole-rectangle des Contraintes-Déformations du béton

- F_{bu} : est la résistance de calcul du béton, qui vaut :

$$F_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{CBA93 (Article A.4.3.4.1)}$$

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

$\theta =$

$$\begin{cases} 1 & \text{lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} > 24h \\ 0,9 & \text{lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action comprise} \\ & \text{entre 1h et 24h} \\ 0,8 & \text{lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} < 1h \end{cases}$$

- **Contrainte ultime de cisaillement de béton (article A5.1.2.1.1 du CBA93)**

La contrainte limite de cisaillement τ_{adm} prend les valeurs suivantes :

$$\tau_{adm} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) \text{ Pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = \min \left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) \text{ pour une fissuration préjudiciable.}$$

e) Coefficient de poisson (BAEL 91 modifié 99)

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU et à $\nu = 0.2$ pour un calcul de déformation à l'ELS.

I.7.1. Les aciers

Un acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone en faible pourcentage, il est caractérisé par sa bonne résistance en traction.

I.7.2. Aciers disponibles (BAEL91)

Les aciers se distinguent par leur nuance et leur état de surface, on trouve :

- Les ronds lisses de nuance Fe E215 et Fe E235.
- Les barres à haute adhérence de nuance Fe E400 et Fe E500.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier : $E_s = 200000$ MPa.

I.7.3. Contrainte limite d'acier :

- Etat limite ultime(BAEL91 article A2.2.2)

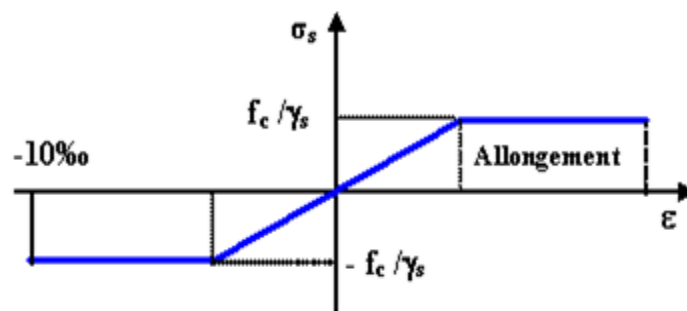


Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformation des aciers

- Etat limite de service (BAEL91 article A4.5.3.2)

Nous avons pour cet état :

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e , 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (1/2 f_e , 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$

η : Coefficient de fissuration.

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

$\eta = 1.6$ pour les armatures à haute adhérence (HA).

I.7. Les valeurs des contraintes du l'acier et du béton

Les tableaux suivant résumant les valeurs des contraintes du béton et de l'acier :

Tableau I.2 :Les valeurs des contraintes du béton.

Résistance caractéristique à 28 jours (MPa)		Résistance de calcul σ_{bc} (MPa)	
A la compression	A la traction	Situation durable ou transitoire	Situation accidentelle
25	2,1	14,2	18,5

Tableau.I.3 : Les valeurs des contraintes du l'acier.

Limite élastique f_e (MPa)	Résistance de calcul σ_s (MPa)	
FeE 400 (H.A)	Situation durable ou transitoire	Situation accidentelle
	348	400

II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement d'une structure consiste à fixer les dimensions des différents éléments d'une structure en respectant certain règles et principes pratique de la construction.

II.2 Pré dimensionnement des éléments :

II.2.1 Les plancher :

Selon *CBA93*, l'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition suivante :

$$: h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \rightarrow h_t \geq \frac{440}{22.5} = 19.55$$

- L_{max} : la portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.
- h_t : hauteur total du plancher

Donc on adopte un plancher de hauteur:

$$h_t = h_{cc} + h_{dc} = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$$

avec h_{cc} : hauteur du corps creux.

h_{dc} : hauteur de la dalle de compression.

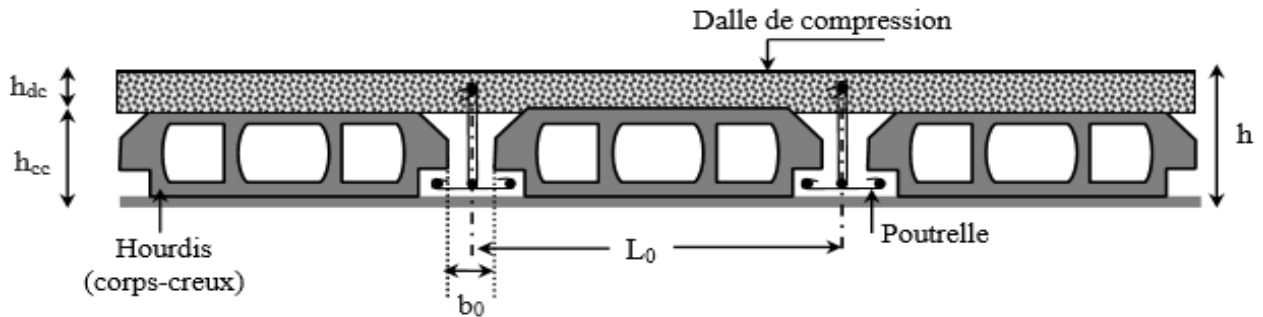


Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

II.2.2 Les poutrelles :

Le choix du sens des poutrelles se fait selon les deux critères suivants:

- critère de la petite portée. ;
- critère de la continuité.

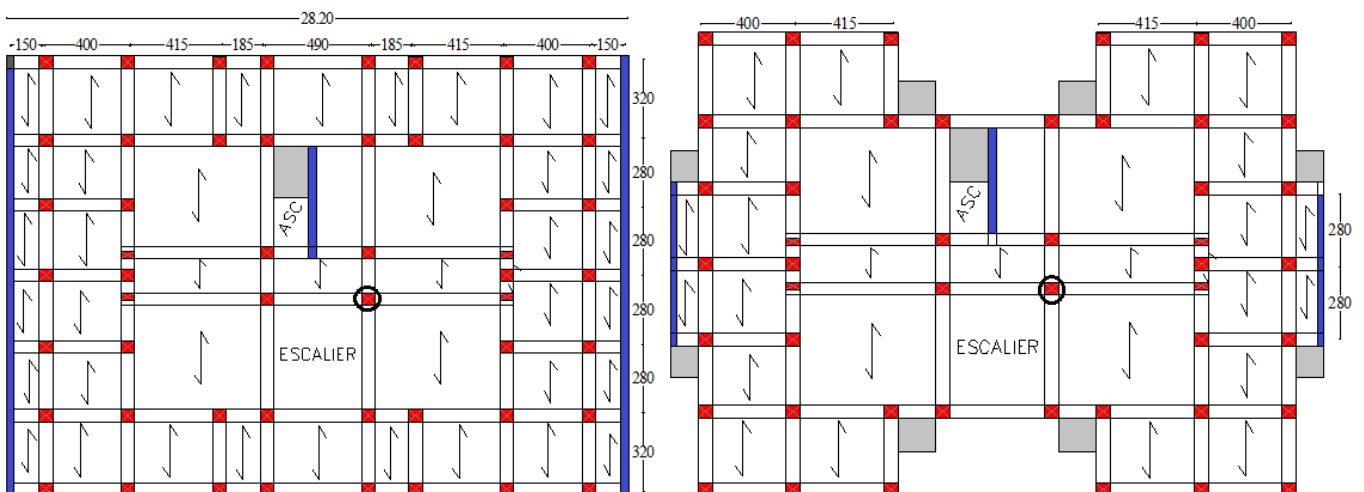


Figure II.2. Schéma de la disposition des poutrelles pour l'entre sol et le RDC.

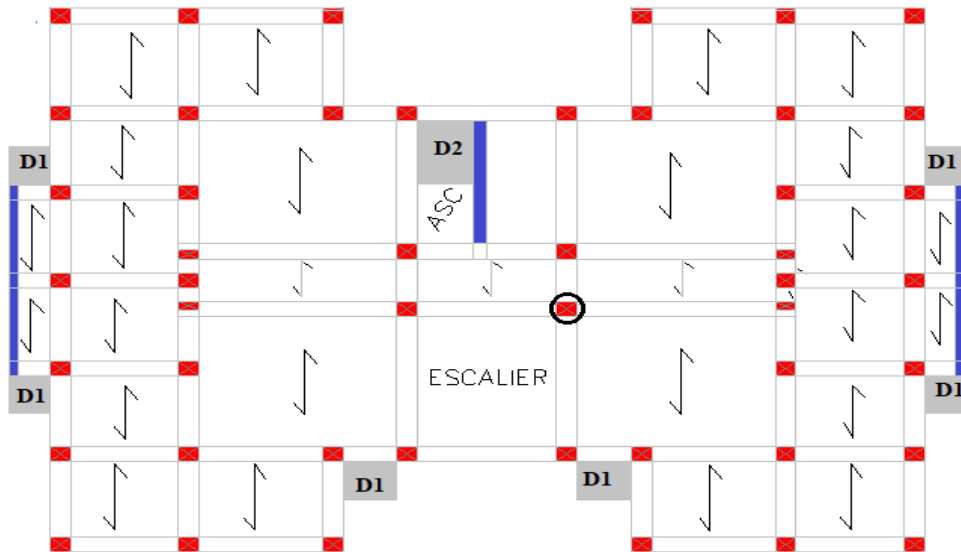


Figure II.3. Schéma de la disposition des poutrelles pour le reste des étages et terrasse inaccessible.

• **Pré dimensionnement des poutrelles :**

- b: largeur de la table de compression
- h: hauteur totale du plancher.
- L_x : distance entre nus des deux poutrelles.
- L_y : travée minimal entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6)h_t \rightarrow$ Soit $b_0 = 12 \text{ cm}$

$b_1 \leq \min \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right)$

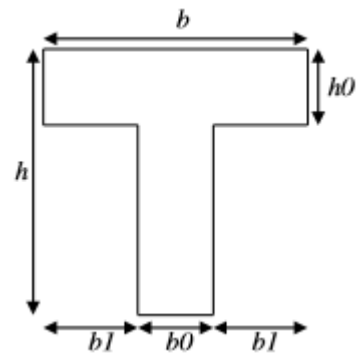


Figure.II.4. Dimension d'une poutrelle (CBA93 Article 4.1.3)

$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right) \rightarrow \left(\frac{55}{2}; \frac{105}{10} \right)$

$b - b_0 \leq 21 \rightarrow \mathbf{b = 33 \text{ cm}}$

II.2.3 Les dalles :

Les dalles pleines sont des éléments porteurs en béton armé coulé sur un coffrage plat et reposant nécessairement sur des appuis.

Le pré dimensionnement des dalles dépend des critères suivants:

- Critère de résistance :
 - $e \geq \frac{l_x}{20}$, pour une dalle sur un seul appui ou deux appuis.
 - $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ pour une dalle sur quatre appuis avec $\rho < 0.4$.
 - $\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$, pour une dalle sur trois ou quatre appuis avec $\rho > 0.4$
- Coupe-feu :
 - $e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
 - $e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
 - $e \geq 14 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe de feu.

- Isolation phonique :

Selon les règles techniques (**CBA93**), l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Dans notre projet on a deux types de dalles :

❖ **Dalle sur deux appuis**

Dalle 1 :

- Critère de résistance

$$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow e \geq \frac{140}{20}$$

$$e \geq 7 \text{ cm}$$

- Coupe-feu : pour 2 heures de coupe-feu $e \geq 11 \text{ cm}$

On opte pour **e = 12 cm**

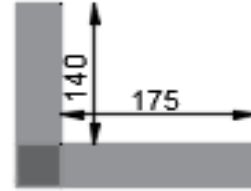


Figure II.5. Dalle sur 2 appuis

Dalle 2 :

$$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow e \geq \frac{190}{20}$$

$$e \geq 9.5 \text{ cm}$$

- Coupe-feu : pour 2 heures de coupe-feu $e \geq 11 \text{ cm}$
- Isolation phonique : pour une bonne isolation $e \geq 13$

On opte pour **e = 14 cm**

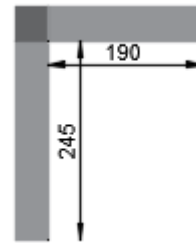


Figure II.6. Dalle sur 2 appuis

❖ **Dalle sur 3 appuis**

- Critère de résistance

$$\frac{180}{45} \leq e \leq \frac{180}{40} \rightarrow 4 \leq e \leq 4.5$$

Coupe-feu : pour 2 heures de coupe-feu $e \geq 11 \text{ cm}$

- Isolation phonique : pour une bonne isolation $e \geq 13$

On opte pour **e = 14 cm**

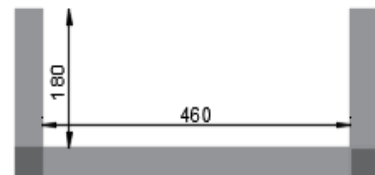


Figure II.7. Dalle sur 3 appuis

II.2.4 Les poutres :

a. Les poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_{pp} < \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max} : est la longueur maximale entre nus d'appuis des poutres principales

$$L_{\max} = 600 - 35 = 565$$

$$\frac{565}{15} < h < \frac{565}{10} \rightarrow 37.66 < h < 56.5$$

Soit : $h = 40 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

Vérification selon RPA

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ vérifiée.

- $h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm}$ vérifiée.
- $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4$ vérifiée.

b. Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} < h < \frac{L_{max}}{10}$$

L_{max} : est la longueur maximale entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$L_{max} = 480 - 35 = 445 \text{ cm}$$

$$\frac{445}{15} < h < \frac{445}{10} \quad \rightarrow \quad 29.66 < h < 44.5$$

Soit : $h = 35\text{cm}$; $b = 30\text{cm}$

On voit bien que les conditions du RPA citées auparavant sont vérifiées.

II.2.5 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis uniquement à la compression simple, leurs pré dimensionnement se fait selon les critères suivants :

Critère de résistance ; Critère de stabilité de forme ; Règles du RPA99

On adopte la section des poteaux comme suit :

- Les deux entre sol : 50×50
- RDC et 1^{ère} étage : 45×45
- 2^{ème} et 3^{ème} étage : 40×40
- 4^{ème} et 5^{ème} étage : 35×35
- 6^{ème} et 7^{ème} étage : 30×30

II.2.6 Les voiles :

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Selon le **RPA**, les dimensions des voiles doivent vérifier les conditions suivantes :

$$e \geq 15\text{cm} ; \quad e \geq \frac{h_e}{20} ; \quad L \geq 4e$$

e : Epaisseur du voile. L : Longueur du voile . h_e : Hauteur libre d'étage

- **Entre sol (1) :** $h_e = 408 - 40 = 368\text{cm} \rightarrow e > \frac{368}{20} = 18.4$ Soit $e = 20\text{cm}$.
- **Les autres niveaux:** $h_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm} \rightarrow e > \frac{286}{20} = 13.3$ Soit $e = 15\text{cm}$.

II.2.7 Les escaliers :

Les escaliers sont réalisés en béton armé coulé sur place, les dimensions des marches sont variables selon la destination des escaliers.

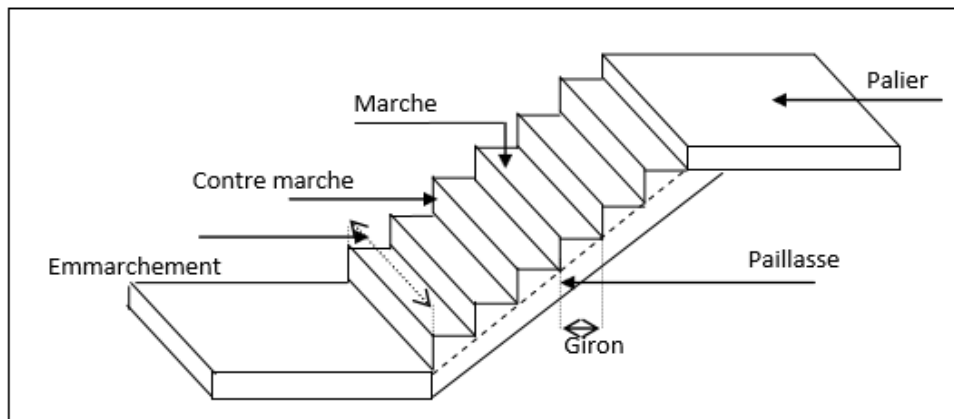


Figure II.8. Schéma explicatif d'un escalier.

Le dimensionnement se fait en respectant la condition du confort **BLANDEL**:

$$60 \leq g + 2 \times h \leq 64 \quad \text{avec} \quad \begin{cases} h = \frac{H}{n} \\ G = \frac{L_0}{n-1} \end{cases}$$

H : hauteur de la volée. ;

L0 : longueur projetée de la volée.

n : nombre de contre marche. ;

n - 1 : nombre de contre marche

Epaisseur de la paillasse : La détermination de l'épaisseur de la paillasse se fait en l'assimilant

à une dalle reposante sur deux appuis. $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

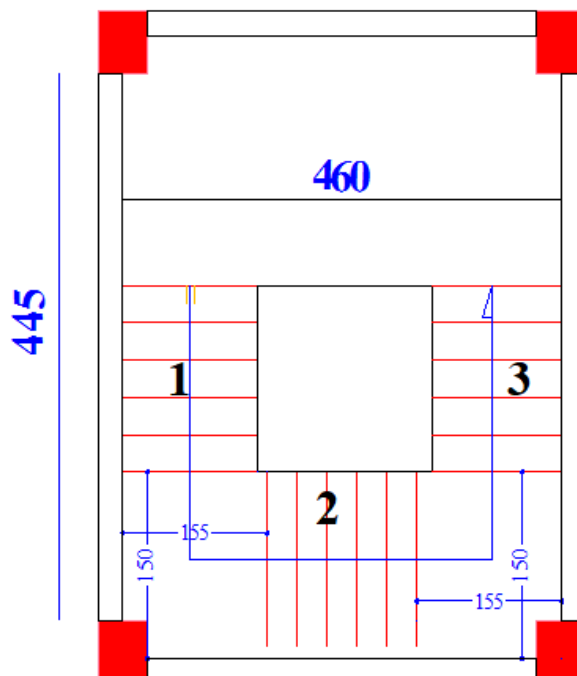


Figure II.9. Vue en plan d'escalier

Tableau II.1. Dimensionnement de l'escalier.

		entre sol 1 + RDC + étage courant	Entre sol 2
Schéma statique	Volée 1 et 3		
	Volée 2		
Dimension	Volée 1 et 3	$\alpha = 34.21^\circ$ $h = 17 \text{ cm}$ $G = 30 \text{ cm}$ $l = 476 \text{ cm}$ $e_p = 16 \text{ cm}$ $n = 6 \text{ marches}$	$\alpha = 34.21^\circ$ $h = 17 \text{ cm}$ $G = 30 \text{ cm}$ $l = 476 \text{ cm}$ $e_p = 16 \text{ cm}$ $n = 6 \text{ marches}$
	Volée 2	$h = 17 \text{ cm}$ $G = 30 \text{ cm}$ $l = 181 \text{ cm}$ $e_p = 12 \text{ cm}$ $n = 6 \text{ marches}$	$h = 17 \text{ cm}$ $G = 30 \text{ cm}$ $l = 181 \text{ cm}$ $e_p = 12 \text{ cm}$ $n = 6 \text{ marches}$
	Volée 2 et 4		

II.2.8 L'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse.

Tableau II.2 Dimension de l'acrotère

Désignation	poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	25	10	0.0685	1.712
Enduit de ciment intérieur	20	2	0.60	0.24
Enduit de ciment extérieur	20	1.5	0.60	0.18
G total (KN/ml)	2.132			
Q (KN/ml)	1			

II.3 Evaluation des charges et surcharges

Les charges et les surcharge d'exploitation sont données par le DTR charge et surcharge

II.3.1 Planchers à corps creux :

Tableau II.3. Evaluation des charges du plancher à corps creux.

Plancher		Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (cm)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1	Gravillon de protection	20	4	0.8	1
	2	Multicouche d'étanchéité	6	2	0.12	
	3	Forme de pente 1%	22	10	2.2	
	4	Isolation thermique	0.04	4	0.01	
	5	Plancher à corps creux	/	20	2.85	
	6	Enduite en mortier	18	1.5	0.27	
La charge Totale					6.25	1
Plancher étage courant + commercial + service	1	Revêtement en carrelage	22	10	0.44	1.5
	2	Mortier de pose	20	2	0.4	
	3	Lit de sable	18	2	0.36	
	4	Plancher a corps creux	/	20	2.85	
	5	Enduit de plâtre	10	2	0.2	
	6	Cloison de séparations	9	2	0.9	
La charge Totale étage courant					5.15	1.5
La charge Totale étage commercial					5.15	5
La charge Totale service					5.15	2.5

II.3.2 Plancher à dalle pleine :

Tableau II.4. Evaluation des charges du plancher à dalle plein.

Les dalles		Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (cm)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Balcon + ascenseur	1	Revêtement en carrelage	22	2	0.44	
	2	Mortier de pose	20	2	0.40	
	3	Lit de sable	18	2	0.36	
	4	DP Balcon	25	12	3	
		DP Ascenseur	25	14	3.5	
	5	Enduit de ciments	18	2	0.36	
		Enduit de plâtre	10	2	0.20	
La charge Totale de balcon (loggia)					4.56	1.5
La charge Totale d'ascenseur					4.9	2.5

II.3.3 Les murs extérieurs :

Tableau II.5. Evaluation des charges pour les murs extérieurs.

Murs		Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (cm)	Poids G (KN/m ²)
Murs extérieure	1	Enduit intérieur ciment	18	1.5	0.27
	2	Brique creuse	9	10	0.9
	3	Brique creuse	9	15	1.35
	4	Enduite de ciment	18	2	0.36
La charge Totale					2.88

II.3.4 Les escaliers

➤ **Palier**

Tableau II.6. Evaluation des charges du palier

Réfèrent	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (cm)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
1	Palier	25	16	4	2.5
2	Revêtement en carrelage	22	2	0.44	
3	Mortier de pose	20	2	0.4	
4	Lit de sable	18	2	0.36	
5	Enduit de sable	10	1.5	0.15	
La charge Totale				5.35	2.5

➤ **Les volées**

Tableau II.7. Evaluation des charges de la volée.

Réfèrent	Désignation		Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (cm)	Poids G (KN/m ²)	Surcharge s Q (KN/m ²)
1	Paillasse	Volée 1 e 3	25	16/cos α	4.83	2.5
		Volée 2	25	12/cos α	3.63	
2	Marche		/	h/2	1.87	
3	Carrelage	Horizontal	22	2	0.44	
		Vertical	22	2h/g	0.25	
4	Mortier de pose	Horizontal	20	2	0.4	
		Vertical	20	2h/g	0.22	
5	Enduit plâtre		10	1.5/cos(α)	0.18	
La charge totale des volées 1 et 3					8.19	2.5
La charge totale de la volée 2					6.99	2.5

II.4 Descente des charges :

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments qui composent la structure d'un bâtiment, On commence par le niveau le plus haut et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations)

On effectuera la descente de charge pour le poteau le plus sollicité.

II.4.1 Loi de dégression des charges :

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

On adoptera pour le calcul les charges d'exploitation suivantes :

- Sous la terrasse Q .
- Sous le dernier étage Q_0+Q_1 .
- Sous l'étage immédiatement inférieur $Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3)$.
- Pour $n \geq 5$ $Q_0+ (3+n/2n) \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+ \dots +Q_n)$.

Poteau P1 :

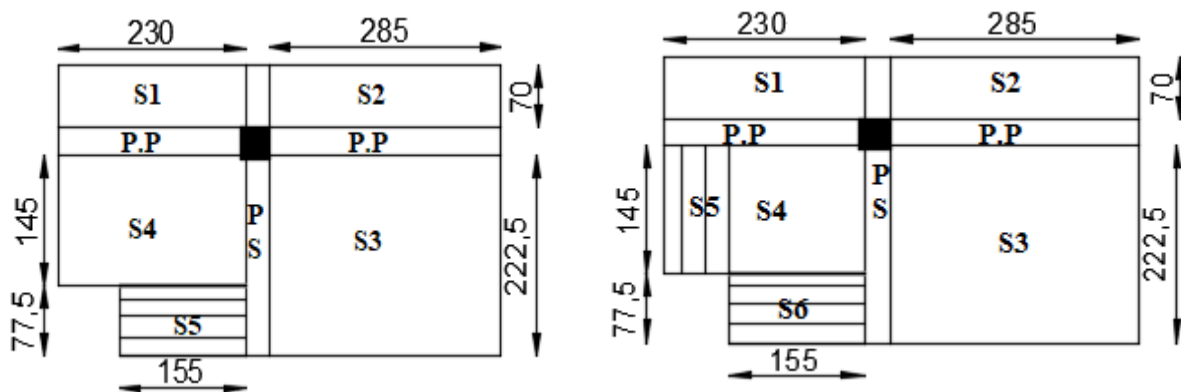


Figure II.10. Surface afférente pour tous les niveaux

Le tableau suivant récapitule les résultantes de la descente charge

Tableau II.8. Descente de charge pour le poteau P1

Niveau	Désignation	Section	Poids	G total (KN)	Q (KN)
N_0	Plancher	15.06	6.25	94.125	$Q_0 = 1 \times 15.06$
	PP	$0.3 \times 0.4 = 0.12$	25×5.25	15.45	
	PS	$0.3 \times 0.35 = 0.105$	25×2.925	7.67	
	Poteaux	$0.3 \times 0.3 = 0.09$	3.06×25	6.885	
Total				124.13	15.06
	N_0			124.13	
	Plancher	9.945	5.15	51.22	
	PP	$0.3 \times 0.4 = 0.12$	25×5.15	15.45	

N ₁	PS	0.3×0.35=0.105	25×2.925	7.67	15.06 + 26.26
	Poteaux	0.3×0.3=0.09	25×3.06	6.885	
	Murs	13.62	2.88	39.22	
	Escaliers			28.37	
Total				272.945	41.32
N ₂	N ₁			272.945	15.06 + 0.95 (26.26 ×2)
	Plancher	9.945	5.15	51.22	
	PP	0.12	25×5.15	15.45	
	PS	0.105	25×2.925	7.67	
	Poteaux	0.35×0.35=0.1225	25×3.06	9.37	
	Murs	13.62	2.88	39.22	
	Escaliers			28.37	
Total				424.246	64.954
N ₃	N ₂			424.246	15.06 + 0.90 (26.26 ×3)
	Plancher	9.945	5.15	51.22	
	PP	0.12	25×5.15	15.45	
	PS	0.105	25×2.925	7.67	
	Poteaux	0.35×0.35=0.1225	25×3.06	9.37	
	Murs	13.62	2.88	39.22	
	Escaliers			28.37	
Total				575.546	85.962
N ₄	N ₃			575.546	15.06 + 0.85 (26.26 ×4)
	Plancher	9.945	5.15	51.22	
	PP	0.12	25×5.15	15.45	
	PS	0.105	25×2.925	7.67	
	Poteaux	0.4×0.4=0.16	25×3.06	12.24	
	Murs	13.62	2.88	39.22	
	Escaliers			28.37	
Total				729.716	104.344
N ₅	N ₄			729.716	15.06 + 0.80 (26.26 ×5)
	Plancher	9.945	5.15	51.22	
	PP	0.12	25×5.15	15.45	
	PS	0.105	25×2.925	7.67	
	Poteaux	0.4×0.4=0.16	25×3.06	12.24	
	Murs	13.62	2.88	39.22	

	Escaliers			28.37	
Total				883.886	120.10
N6	N ₅			883.886	15.06 + 0.75 (26.26 × 6)
	Plancher	9.945	5.15	51.22	
	PP	0.12	25×5.15	15.45	
	PS	0.105	25×2.925	7.67	
	Poteaux	0.45×0.45=0.2025	25×3.06	15.49	
	Murs	13.62	2.88	39.22	
	Escaliers			28.37	
Total				1041.306	133.23
N7	N ₆			1041.306	15.06 + 0.71 (26.26× 7)
	Plancher	9.945	5.15	51.22	
	PP	0.12	25×5.15	15.45	
	PS	0.105	25×2.925	7.67	
	Poteaux	0.45×0.45=0.2025	25×3.06	15.49	
	Murs	13.62	2.88	39.22	
	Escaliers			28.37	
Total				1198.726	146.36
N8	N ₇			1198.726	15.06+ [0.6875× (1.5×9.945+1.2 +3.335)+ (26.26×7)] +9.945+1.2+3.335
	Plancher	9.945	5.15	51.22	
	PP	0.12	25×5.15	15.45	
	PS	0.105	25×2.925	7.67	
	Poteaux	0.5×0.5=0.25	25×3.06	19.125	
	Murs	13.62	2.88	17.75	
	Escaliers			28.37	
Total				1353.313	170.85
N9	N ₈			1359.781	170.85 + (49.725 + 11.45 + 11.25)
	Plancher	9.945	5.15	51.22	
	PP	0.12	25×5.15	15.45	
	PS	0.105	25×2.925	7.67	
	Poteaux	0.5×0.5=0.25	25×4.08	25.5	
	Murs	18.74	2.88	53.98	
	Escaliers			31.125	
Total				1500.158	243.275

II.4.2 Vérifications des conditions RPA99/2003

a. L'effort normal ultime à la base :

$$N_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1500.158 + 1.5 \times 243.275 = 2390.125 \text{ KN}$$

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_U de 10% tel que $N_U = 1.1 (1.35G + 1.5Q) = 2629.18 \text{ KN}$

b. Vérification à la résistance (compression simple) :

On doit vérifier que la contrainte limite de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible.

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Tableau II.9. Vérification à la compression simple de poteau le plus sollicités de tous les niveaux

Niveau	N_U (MN)	B (m ²)	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Entre sol 1 + 2	2629.13	0.2500	10.51	14.20	Vérifiée
RDC + 1 ^{ère} étage	2021.6	0.2025	9.98	14.20	Vérifiée
2 ^{ème} + 3 ^{ème} étage	1510.73	0.1060	9.44	14.20	Vérifiée
4 ^{ème} + 5 ^{ème} étage	996.52	0.1225	8.13	14.20	Vérifiée
6 ^{ème} + 7 ^{ème} étage	473.50	0.0900	5.26	14.20	Vérifiée

c. Vérification des conditions de RPA :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire en zone (IIa) :

$$\text{Min}(b, h) \geq 25 \quad ; \quad \text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \quad ; \quad \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$$

Les trois conditions sont vérifiées.

d. Vérification de flambement

D'après le (BAEL91) on doit faire la vérification suivante :

$$N_U \leq \bar{N}_U = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{B_r \times f_{c28}}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

α : Coefficient tenant compte de l'élancement. B_r : Section réduite du béton

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ Pour } \lambda \leq 50 \quad ; \quad \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \text{ Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1.5 ; γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15

$\lambda = \frac{l_f}{i}$; Avec $l_f = 0.7 \times l_0$; l_f : longueur de flambement. ; l_0 : longueur du poteau.

$$i : \text{Rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{b * h^3}{12}$$

Tableau II.10. Vérification au flambement de poteau le plus sollicité de tous les niveaux

Type de poteau	B(cm ²)	L ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	B _r (cm ²)	N _u (KN)	B _{real} (cm ²)
50 × 50	2500	368	257.6	17.85	0.807	2304	2629.13	1481.53
50 × 50	2500	266	186.2	12.90	0.827	2304	2629.13	1445.71
45 × 45	2025	266	186.2	14.33	0.822	1849	2201.60	1118.4
40 × 40	1600	266	186.2	16.125	0.815	1444	1510.73	842.95
35 × 35	1225	266	186.2	18.43	0.805	1089	996.52	562.79
30 × 30	900	266	186.2	21.5	0.790	784	473.50	272.49

D'après le tableau on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

e. Vérification de l'effort normal réduit

Selon le RPA (article.7.1.3.3) il faut vérifier : $v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$

Ce tableau résume les vérifications de l'effort normal réduit :

Tableau II.11. Les vérifications de l'effort normal réduit

Niveau	poteau	B (cm ²)	Nu (KN)	v	Observation
Entre sol 1 + 2	50 × 50	2500	2629.13	0.420	Non vérifier
RDC + 1 ^{ère} étage	45 × 45	2025	2201.60	0.399	Non vérifier
2 ^{ème} + 3 ^{ème} étages	40 × 40	1600	1510.73	0.337	Non vérifier
4 ^{ème} + 5 ^{ème} étages	35 × 35	1225	996.52	0.325	Non vérifier
6 ^{ème} + 7 ^{ème} étages	30 × 30	900	473.50	0.210	Vérifier

On remarque que l'effort normal n'a pas vérifié donc on augmente la section des poteaux.

II.4.3 Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- Poutres principales : (40 × 30) cm.
- Poutres secondaires : (35 × 30)cm.

Tableau II.12. Dimensions des poteaux

Niveaux	Poteaux du entre sol 1 et 2	Poteaux RDC et 1 ^{ère} étage	Poteaux 2 ^{ème} + 3 ^{ème} étage	Poteaux 4 ^{ème} + 5 ^{ème} étage	Poteaux 6 ^{ème} + 7 ^{ème} étage
Dimensions	(60 × 65)	(55 × 60)	(50 × 55)	(45 × 50)	(40 × 45)

- les voiles : e=20 cm Pour l'entre sol 1 et e= 15 cm pour le reste des étages
- Résistance caractéristique à 28 jours 25 MPa a la compression et 2,1 MPa a la traction

- Résistance de calcul σ_{bc} : 14,2 Situation durable ou transitoire et 18,5 Situation accidentelle
- Limite élastique f_e (MPa) : FeE 400 (H.A)
- Résistance de calcul σ_{bc} : 348 (MPa) Situation durable ou transitoire et 400 MPa Situation accidentelle

II.5 Etudes des éléments secondaires :

II.5.1 Etudes des poutrelles :

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

II.5.1.1 Méthode de calcul des poutrelles :

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

❖ Méthode Forfaitaire :

Pour déterminer les moments sur appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées.

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

❖ Application de la méthode :

Valeurs des moments :

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_g et M_d doivent vérifier :

- ✓ $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max}(1.05M_0, (1 + 0.3\alpha) M_0)$
- ✓ $M_t \geq (1 + 0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire
- ✓ $M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée de rive.

❖ Méthode de Caquot :

Lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite, ou si le plancher à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- ✓ L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.
- ✓ Evaluation des moments :
 - Moment sur appuis (M_i) :

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

Tel que : $\begin{cases} L'_g \text{ et } L'_d : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$L = \begin{cases} 0,8 L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$

- Moment en travée (M_i) :

$$M_i(X) = M_o(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right) = \frac{q \times X}{2} \times (L - X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right)$$

$$\frac{dM_i(x)}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l} = 0$$

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

$$X = \frac{\frac{q \times l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}}{q}$$

- Evaluation des efforts tranchants

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{L}{2} - q \times X - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

-

II.5.1.2 Les différents types des poutrelles :

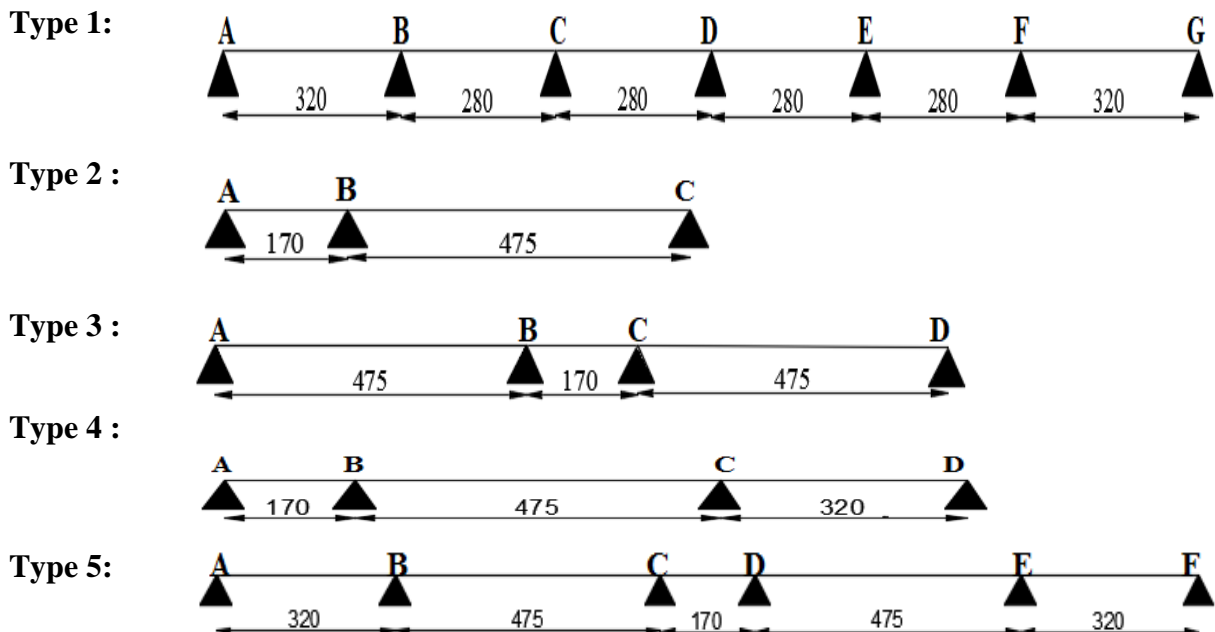


Figure II.11. Les différents type des poutrelles

II.5.1.3 Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles :

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q$ et $P_u = l_o \times q_u$

ELS : $q_s = G + Q$ et $P_s = l_o \times q_s$

Tableau II.13. Des charges et surcharges revenant aux poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _U (KN/m ²)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/m ²)
Etage d'habitation	5.15	1.5	9.20	5.98	6.65	4.32
Etage service	5.15	2.5	10.70	6.96	7.65	4.97
Etage commercial	5.15	5	14.45	9.39	10.15	6.60
Balcon	4.56	3.5	11.41	7.41	8.06	5.24
Terrasse inaccessible	6.25	1	9.94	6.46	7.25	4.71

II.5.1.4 Calcul des sollicitations :

- **Exemple de calcul :** plancher service :

Après la vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire sur le type 2, on remarque que la deuxième condition n'est pas vérifiée, donc on applique la méthode de Caquot minorée, Cette méthode se base sur la méthode des trois moments.

- ✓ **NOTE :** on minore « G » par un coefficient de « 2/3 » uniquement pour le calcul des moments aux appuis, tandis que pour le calcul les moments en travées, on revient à l'intégralité de « G »

$$G = 5.15 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad l_0 = 65$$

$$G' = 2/3 \times G \rightarrow G' = \frac{2}{3} \times (5.15) = 3.43 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q'_u = (1.35G' + 1.5Q) l_0 = 5.45 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad q'_s = (G' + Q) l_0 = 3.85 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Moment aux appuis**

- **Appuis de rives :**

M_A=M_C=0, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif M = -0.15 M₀. Tel que

$$M_0^U = \frac{5.45 \times 4.75^2}{8} = 15.37 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{q'l^2}{8} \quad , \quad L = \max (l_{AB} , l_{BC}) = 4.75 \text{ m}$$

$$M_0^S = \frac{3.85 \times 4.75^2}{8} = 10.85 \text{ KN.m}$$

ELU: M_A^U=M_C^U= -2,30KN.m; **ELS:** M_A^S=M_C^S= -1,62KN.m

- **Appuis intermédiaires:**

$$M_B = -q' \left(\frac{l_g^3 + l_d^3}{8.5(l_g + l_d)} \right) \rightarrow \begin{cases} ELU : M_B^U = -5.45 \times \left(\frac{1.7^3 + 4.75^3}{8.5(1.7 + 4.6)} \right) = -11.14 \text{ KN.m} \\ ELS : M_B^S = -3.85 \times \left(\frac{1.7^3 + 4.75^3}{8.5(1.7 + 4.75)} \right) = -7.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moments en travées :** on reprend la totalité de G.

$$M_t = M_0(x) + M_g(1 - \frac{x}{L}) + M_d(\frac{x}{L}) \quad ; \quad M_0(x) = \frac{qx}{2}(l - x)$$

$$\frac{d Mt(x)}{dx} = 0 \quad x_0 = \frac{l}{2} - \left(\frac{M_g - M_d}{q \times l} \right)$$

- Travée (AB) : L= 1.7 m $x_0 = \frac{1.7}{2} - \left(\frac{0 - (-11.14)}{6.95 \times 1.7} \right) = -0.092 \text{ m}$

$$\text{ELU : } M_{AB}^U = \frac{6.95 \times (-0.092)}{2} (1.7 - 0.092) + 0 + (-11.14) \times \left(\frac{-0.092}{1.7} \right) = 0.029 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_{AB}^U = \frac{4.97 \times (-0.092)}{2} (1.7 - (-0.092)) + 0 + (-7.88) \times \left(\frac{-0.092}{1.7} \right) = 0.017 \text{ KN.m}$$

- Travée (BC) : L=4.7 m $x_0 = \frac{4.75}{2} - \left(\frac{(-11.14) - (0)}{6.95 \times 4.75} \right) = 2.71 \text{ m}$

$$\text{ELU : } M_{BC}^U = \frac{6.95 \times 2.71}{2} (4.7 - 2.71) + (-11.14) \times \left(1 - \frac{2.71}{4.75} \right) = 14.45 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_{BC}^S = \frac{4.97 \times 2.71}{2} (4.75 - 2.71) + (-7.88) \times \left(1 - \frac{2.71}{4.75} \right) = 10.36 \text{ KN.m}$$

➤ **Evaluation de l'effort tranchant :** $V = q_u \times \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$

- **Travée AB :**

$$V_A = 6.95 \times \frac{1.7}{2} - \frac{11.14}{1.7} = -0.641 \text{ KN} \quad ; \quad V_B = -6.95 \times \frac{1.7}{2} - \frac{11.30}{1.7} = -12.55 \text{ KN}$$

- **Travée BC :**

$$V_B = 6.95 \times \frac{4.75}{2} - \frac{-11.14}{4.75} = 18.85 \text{ KN} \quad ; \quad V_c = -6.95 \times \frac{4.75}{2} - \frac{-11.14}{4.75} = -14.16 \text{ KN}$$

II.5.1.5 Récapitulation des sollicitations les plus défavorables à l'ELU et l'ELS

Tableau II.14. Récapitulation des sollicitations les plus défavorables

Plancher	Type	ELU	ELS
Terrasse inaccessible	1	$M_a^i = 4.132 \text{ KN.m}$; $M_a^r = 1.24 \text{ KN.m}$ $M_t = 6.61 \text{ KN.m}$ $V = 11.37 \text{ KN}$	$M_a^i = -3.015 \text{ KN.m}$ $M_a^r = 0.8 \text{ KN.m}$ $M_t = 4.82 \text{ KN.m}$
	2	$M_a^i = -9.47 \text{ KN.m}$; $M_a^r = 1.96 \text{ KN.m}$ $M_t = 13.79 \text{ KN.m}$ $V = 17.33 \text{ KN}$	$M_a^i = 6.86 \text{ KN.m}$ $M_a^r = 1.42 \text{ KN.m}$ $M_t = 10.081 \text{ KN.m}$
	3	$M_a^i = 9.78 \text{ KN.m}$; $M_a^r = 1.96 \text{ KN.m}$ $M_t = 13.65 \text{ KN.m}$ $V = 13.28 \text{ KN}$	$M_a^i = 7.1 \text{ KN.m}$ $M_a^r = 1.42 \text{ KN.m}$ $M_t = 9.98 \text{ KN.m}$
	4	$M_a^i = 6.059 \text{ KN.m}$; $M_a^r = 1.24 \text{ KN.m}$ $M_t = 11.77 \text{ KN.m}$ $V = 15.50 \text{ KN}$	$M_a^i = 4.394 \text{ KN.m}$ $M_a^r = 0.90 \text{ KN.m}$ $M_t = 8.62 \text{ KN.m}$
	1	$M_a^i = 3.82 \text{ KN.m}$; $M_a^r = 1.14 \text{ KN.m}$ $M_t = 6.25 \text{ KN.m}$	$M_a^i = 2.76 \text{ KN.m}$ $M_a^r = 0.83 \text{ KN.m}$

Etage courant		V=10.52KN	M _t =5.51KN.m
	2	M _a ⁱ = 9.15KN.m ; M _a ^r =1.89KN.m M _t =12.61KN.m V=16.13KN	M _a ⁱ =6.56KN.m M _a ^r =1.36KN.m M _t =9.13KN.m
	3	M _a ⁱ =9.45KN.m ; M _a ^r =1.89KN.m M _t =12.48KN.m V=16.2KN	M _a ⁱ =6.77KN.m M _a ^r =1.36KN.m M _t =9.04KN.m
	4	M _a ⁱ =6.59KN.m ; M _a ^r =1.14KN.m M _t =10.65KN.m V=14.36KN	M _a ⁱ =4.72KN.m M _a ^r =0.83KN.m M _t =7.73KN.m
Etage Service	1	M _a ⁱ =4.45KN.m ; M _a ^r =1.33KN.m M _t =7.55KN.m V=12.24KN	M _a ⁱ =3.18KN.m M _a ^r =0.95KN.m M _t =5.39KN.m
	2	M _a ⁱ =11.14KN.m ; M _a ^r =2.3 KN.m M _t =14.14KN.m V=18.87KN	M _a ⁱ =7.88KN.m M _a ^r =1.66KN.m M _t =10.36KN.m
	3	M _a ⁱ =11.51KN.m ; M _a ^r =2.3KN.m M _t =14.29KN.m V=18.94KN	M _a ⁱ =8.14KN.m M _a ^r =1.63KN.m M _t =10.25KN.m
	4	M _a ⁱ =8.02KN.m ; M _a ^r =1.33KN.m M _t =12.04KN.m V=16.71KN	M _a ⁱ =5.68KN.m M _a ^r =0.95KN.m M _t =8.66KN.m
	5	M _a ⁱ =8.02KN.m ; M _a ^r =1.33KN.m M _t =12.12KN.m V=16.74KN	M _a ⁱ =5.68KN.m M _a ^r =0.95KN.m M _t =8.72KN.m

II.5.1.6 Ferrailage des poutrelles :

Exemple de calcul : plancher a usage service.

- **Calcul de la section d'armature longitudinale :**

Calcul du moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 0.6 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 54.52 MN.m$$

$M_{tu} > M_t^{\max} = 12.037 \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression \Rightarrow étude d'une section rectangulaire $b \times h$.

- **En travée :**
$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} ;$$

$$\mu_{bu} = \frac{14.17 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.18^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.051) < (\mu_t = 0.186) \Rightarrow A' = 0.$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi=10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa} .$$

$$\alpha = 1.25(1-\sqrt{1-2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.065 ; \quad Z = d (1-0.4 \alpha) = 0.18 (1-0.4 \times 0.055) = 0.175 \text{ m} .$$

$$A_{tr} = \frac{M_t}{f_{st} \times Z} \Rightarrow A_t = \frac{14.17 \times 10^{-3}}{348 \times 0.175} \Rightarrow A_t = 2.32 \text{cm}^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.6 \times 0.18 \times 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 1.304 \text{cm}^2) < A_t$$

On opte pour : $A_t = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{cm}^2$.

- **En appuis :** Le ferrailage en appuis se fait de même manière qu'en travée, les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.15. Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage du plancher à usage service:

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{adop} (cm²)
Appui intermédiaire	11.14	0.040	0.051	0.176	1.81	0.22	1.92
Appui de rive	2.30	0.008	0.010	0.179	0.37	0.22	1.57

II.5.1.7 Vérifications à l'ELU :

➤ **L'effort tranchant :**

$$V_u^{\max} = 18.85 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{18.85 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 1.05 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ condition vérifiée.}$$

➤ **Ferrailage transversale :**

$$\phi_l \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_l ; \frac{b_0}{10} \right) = 5.71 \quad \rightarrow \quad \text{On adopte un étrier } \phi_6 \text{ avec } A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{cm}^2$$

➤ **L'espacement :**

- $St \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \rightarrow St \leq 16.2 \text{ cm}$
- $S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{28K})} \rightarrow st \leq 67.55$

k = 1 (flexion simple ou pas reprise de bétonnage) ; $\alpha = 90^\circ$ (cadres droits)

- $St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \rightarrow St \leq 57 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{On prend pour } s_t = 15 \text{ cm} .$

➤ **L'effort tranchant des armatures longitudinales**

• **Appuis intermédiaires :**

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right] \geq 0.25$$

$$A_l = 1.92 + 2.36 = 3.93 \text{ cm}^2 \geq 0.25 \quad \text{vérifiée}$$

• **Appuis de rive :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \geq 0.216 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec } A_l = 2.36 + 1.57 = 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification du cisaillement à la jonction table nervure :**

$$\tau_u = \frac{V_u \times \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times d \times b \times h_0} = 1.16 < \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{Vérifiée}$$

II.5.1.8 Vérification à l'ELS :

➤ **Etat limite de compression du béton :**

FPN donc on vérifie la contrainte de compression du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

Position de l'axe neutre :

$H > 0$ l'axe neutre passe par la table compression, vérification d'une section (b×h).

$H < 0$ l'axe neutre passe par la nervure, vérification d'une section en T.

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15 A_T (d - h_0) \Rightarrow H = 1.56 * 10^{-5} \text{ m}$$

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.16: Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS :

	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
En travée	8.707	4.05	8217.52	4.29	15	Vérifiée
En appuis	-6.35	7.15	3990.78	11.37	15	Vérifiée

➤ **L'état limite de déformation :**

D'après le **BAEL91 (Art B.6.5)**, si l'une des conditions suivante n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b_0 \times d} < \frac{3.6}{f_e}$$

$$\frac{20}{475} = 0.042 < 0.062$$

La première condition n'est pas vérifiée, on doit vérifier la flèche.

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \quad \text{avec : } f_{j,g,p} = \frac{M_{j,g,p}^S \times L^2}{10 \times E_{i,v} \times I_{f_{i,v;j,g,p}}}$$

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

f_{ji} : La flèche due aux charges appliquées avant la mise en place des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges permanentes et charges d'exploitation G + Q

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 m est :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{475}{500} = 9.5 \text{ mm}$$

• **Evaluation des moments en travée :**

$$M_{j,g,p}^{ser} = W \times \frac{q_{j,g,p}^{ser} \times l^2}{8}; \quad W = \frac{8 \times M_t^{ser}}{q_p^{ser} \times l^2}$$

• **Position du centre de gravité de la section homogène :**

$$Y_G = \frac{(b \times h_0) \times b_0 + b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0\right) + 15 \times A \times d + 15 \times A' \times d'}{(b \times b_0) + b_0(h - h_0) + 15 A + 15 \times A'}$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I_0 (acier plus béton) :**

$$I_0 = \frac{b \times y_G^2}{3} + \frac{b_0 \times (h - y_G)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (y_G - h_0)^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_G)^2 + 15 \times A' \times (y_G - d')^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{3.05}{12 \times 18} = 0.014$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \rightarrow \lambda_i = 2.864 \quad ; \quad \lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \rightarrow \lambda_v = 1.145$$

• **Modules de YOUNG instantanée et différé :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{t28}} = 32164.2 \text{ Mpa}, E_v = 1/3 E_i = 10721.4 \text{ Mpa}$$

• **calcul des contraintes :**

$$\sigma_{j,g,p}^s = 15 \times \frac{M_{j,g,p}^s (d - y)}{I}; \text{ avec } (y = 4.56 \text{ cm}, I = 10157.55 \text{ cm}^4)$$

• **Inerties fictives et moment d'inertie fissurées des flèches :**

$$\mu_{j,g,p}^s = \max \left(0 ; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \sigma_{j,g,p}^s + f_{t28}} \right); \quad I_{j,g,p} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_{i,v} \times \mu_{j,g,p}^s}$$

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.17 : Vérifications de flèches de niveau service

L (m)	As (cm ²)	M _{Jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I(cm)	I ₀ (cm ²)
4.75	3.8	5.07	6.97	10.35	12133	21807
Y (cm)	F _{gi} (mm)	f _{ji} (mm)	F _{pi} (mm)	f _{gv} (mm)	Δf _t (mm)	f _{adm}
4.97	4.95	3.26	8.06	9.58	9.43	9.5

Δ f_t < f_{adm} → condition vérifiée

Remarque : pour que la flèche soit vérifiée nous avons augmenté la section de ferrailage.

- Ferrailage pour le niveau service et terrasse inaccessible:

Figure II.18. Schémas de ferrailage des poutrelles

Plancher	travée	Appuis intermédiaire	Appuis de rive
Terrasse inaccessible + service			
Etage courante			

II.5.1.9 Ferrailage de la dalle de compression :

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1\text{cm}^2 / \text{ml}$$

- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55\text{cm}^2 / \text{ml}$$

On opte : 4TS8/ml=2.01 cm² avec un espacement de 25 cm.
 4TS8/ml=2.01 cm² avec un espacement de 25 cm.

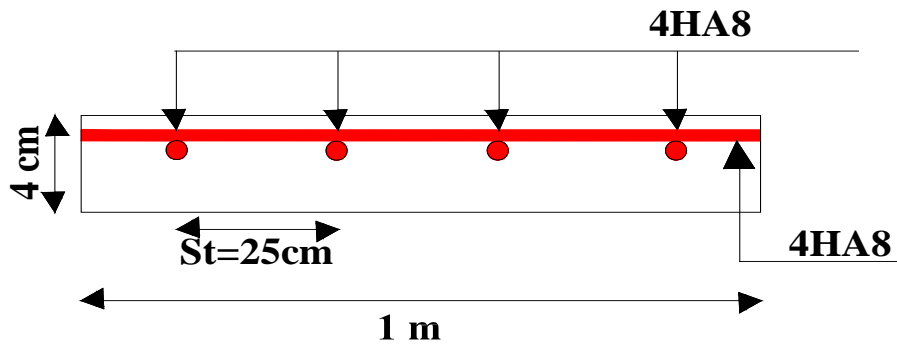
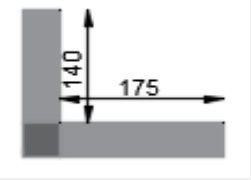
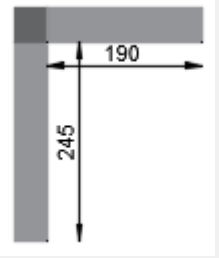
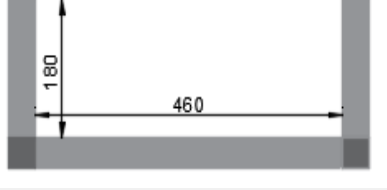


Figure II.12. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

II.5.2 Dalle pleine :

Tableau II.19. Sollicitation dans les dalles :

		Type 1: Dalle sur 2 appuis. e= 12cm	Type 2: Dalle sur 2 appuis. e=14cm	Type 3: Dalle sur 3 appuis e=14cm
Vu en plan				
ρ		$\rho = 0.80 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille selon deux sens (l_x, l_y)	$\rho = 0.77 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille selon deux sens (l_x, l_y)	$\rho = 0.41 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille selon deux sens (l_x, l_y)
Moments	M_x^0	$M_x = \mu_x \times (P_u - l_x^2)$	$M_x = \mu_x \times (P_u - l_x^2)$	$M_x = ql_y^3 / 24$
	M_y^0	$M_y = \mu_y \times M_x$	$M_y = \mu_y \times M_x$	$M_y = \frac{ql_y^2}{8} (l_x - \frac{l_y}{2}) + \frac{ql_y^3}{48}$
Moments réels	En travée	$M_t = 0.85 \times M_0$	$M_t = 0.85 \times M_0$	$M_t = 0.85 \times M_0$
	En appui	$M_a = 0.5 M_0$	$M_a = 0.5 M_0$	$M_a = 0.5 M_0$

II.5.2.1 Ferrailages des dalles :

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

$$\mu_{bu} = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad Z = d \times (10.4\alpha) \cdot 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad ; \quad A = \frac{M}{f_{st} \times Z}$$

Tableau II.21. Ferrailage de dalle type 2

			Moments (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{calculé} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)
Type 2	Travée	Selon X	2.16	0.01	0.013	0.119	0.52	3HA8
		Selon Y	1.18	0.005	0.007	0.119	0.28	3HA8
	Appuis	X/Y	1.27	0.006	0.007	1.19	0.30	3HA8

II.5.2.2 Vérifications à l'ELU :

➤ **Condition non fragilité :**

- En travée : $\rho > 0,4$ $\left\{ \begin{array}{l} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \rightarrow 1.25 \text{cm}^2 / m \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \rightarrow 1.12 \text{cm}^2 / m \end{array} \right. \cdot \text{avec } = 0.0008$

- En appuis : $A_{\min} = 0.2 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Calcul de l'espacement des armatures**

Lx: $S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}; \text{ on opte: } S_t=33\text{cm}$

Ly: $S_t \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 45\text{cm}; \text{ on opte: } S_t=33\text{cm}$

➤ **Effort tranchant :**

$$V_U = \frac{P_U \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 8.26 \text{ KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\delta_b} \times f_{c28} \rightarrow 0.068 \text{ MPa} < 1.67 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

II.5.2.3 Vérifications à l'ELS :

➤ **Vérification de l'état limite de compression du béton :** $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

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

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau II.22. Vérification des contraintes à l'ELS

	M_{ser}(KN/m)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	σ_{bc} < σ̄_{bc}
Selon xx	1.70	5.25	5947,665	1.51	15	Vérifiée
Selon yy	1.14	5.29	5947,665	1.01	15	Vérifiée

➤ **Vérification de l'état limite de déformation :**

Sens x-x

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t^x}{20 \times M_{0x}} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.073 \geq 0.0425 \\ 1.2 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{cases}$$

Sens y-y

$$\begin{cases} \frac{h}{l_y} \geq \frac{M_t^y}{20 \times M_{0y}} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.073 \geq 0.042 \\ 1.67 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{cases}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire dans les deux directions.

II.5.2.4 Schéma de ferrailage :

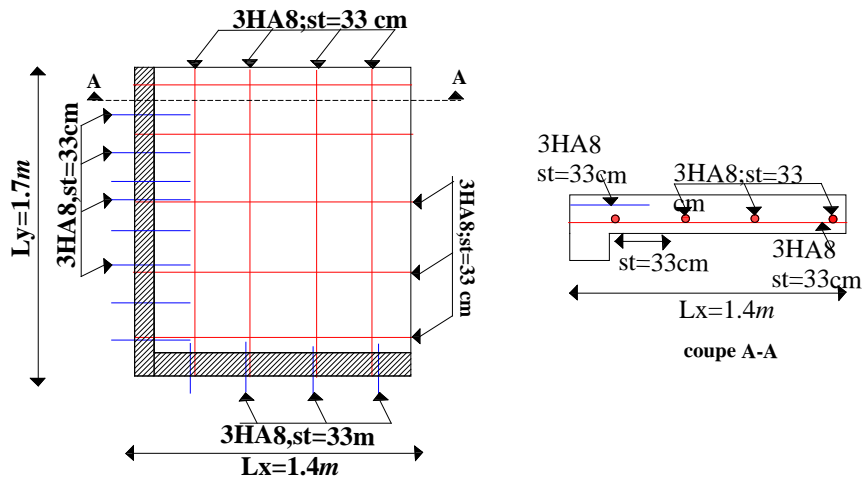


Figure II.13. Schéma de ferrailage de la dalle type 1

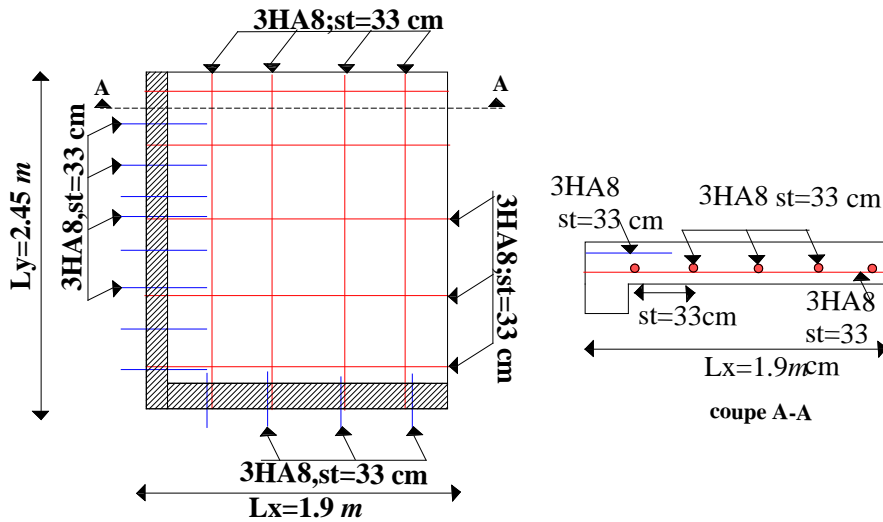


Figure II.14. Schéma de ferrailage de la dalle type 2

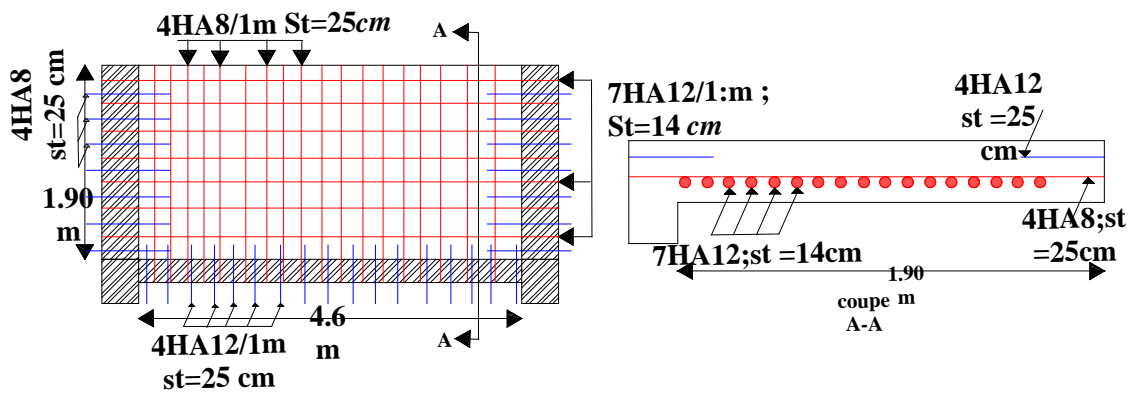


Figure II.15. Schéma de ferrailage de la dalle sur type 3

II.5.3 Etude des escaliers :

II.5.3.1 Evaluation des charges permanentes pour les volées 1 et 3 :

- La volée : $\begin{cases} G = 8.19 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$
- Le palier : $\begin{cases} G = 5.35 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$

a. Combinaisons de charge

- A l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$
- A l'ELS : $q_u = G + Q$

- La volée : $\begin{cases} q_u = 1.35 \times 8.19 + 1.5 \times 2.5 = 14.806 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ q_s = 8.19 + 2.5 = 10.69 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$

- Le palier : $\begin{cases} q_u = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 2.5 = 10.97 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ q_s = 5.35 + 2.5 = 7.85 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$

b. Schéma statique de l'escalier :

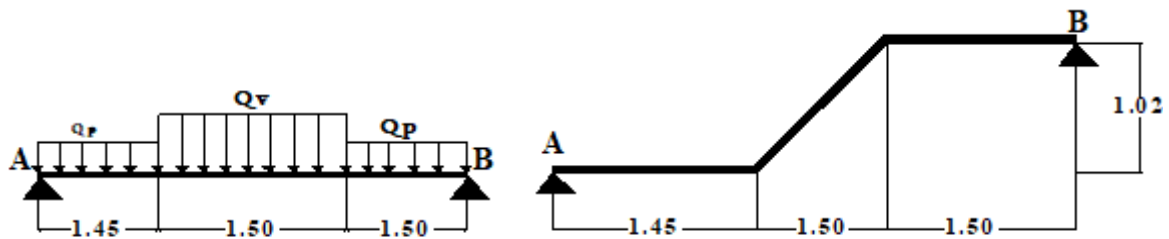


Figure II.16. Schéma statique des volées 1 et 3

c. Calcul les sollicitations :

- Réactions d'appuis : Par la méthode de RDM on trouve :

$$R_A = 27.25 \text{ KN} \quad ; \quad R_B = 27.31 \text{ KN}$$

- Effort tranchant : $T = 32.87 - 14.806x$
- Moment fléchissant : $M(x) = -7.403x^2 + 32.88x - 4.02$

Calcul de moment max :

$$\frac{dM}{dx} = 0 \quad \rightarrow \quad x = 2.22 \text{ m} \quad ; \quad M^{\max} = 32.46 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment réel : } \begin{cases} M_t^{\max} = 0.75 \times 32.46 = 24.345 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.5 \times 32.46 = 16.23 \text{ KN.m} \\ V_{Elu} = 27.31 \text{ KN} \end{cases}$$

d. Ferrailage des escaliers :

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

$b = 100 \text{ cm} ; h = 16 \text{ cm} ; d = 14 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa} ; f_{st} = 400 \text{ Mpa} .$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau II.23. Résultat de ferrailage volée 1 et 3 :

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	St (cm ²)
Travée	24.345	0,087	0,114	0,133	5.24	1.69	5HA12=5.65	20
Appuis	16.23	0,058	0,075	0,135	3.43	1.69	5HA10=3.93	20

e. Vérifications A L'ELU

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b \times d} \leq \tau_U = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} \rightarrow \frac{27.25 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0,194 MPa < 1.17 MPa$$

Pas d'armateurs transversaux.

➤ **Armatures de répartition :** $A_{répartitions} \geq \frac{A_{principales}}{4}$

En travée : $A_{rep} = 1,41 \text{ cm}^2/ml$ Soit : **$A_{rep} = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/ml$** ; St = 33cm

En appui : $A_{rep} = 0.98 \text{ cm}^2/ml$ Soit : **$A_{rep} = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/ml$** ; St = 33 cm

➤ **Vérification des espacements :**

Armatures principales : St = min (3e , 33cm) ≥ 16.5 → 33 ≥ 16.5

Armatures secondaire : St = min (4e , 45cm) ≥ 25 → 33 ≥ 25

f. Vérifications A L'ELS

$R_A = 23.96 \text{ KN}$; $R_B = 22.40 \text{ KN}$; $M_{ser}^{\max} = 23.39 \text{ KN.m}$; X= 2.23m

Calcul des moments réels : $\begin{cases} M_t^{\max} = 0.75 \times 23.39 = 17.39 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.5 \times 23.39 = 11.69 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **Etat limite de compression du béton :** la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton (σ_{bc}) :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} ; \frac{b}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 ; I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau II.24. Vérification des contraintes à L'ELS

	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
En travée	17.54	4.09	10603.7	6.76	15	Vérifiée
En appui	11.69	3.24	8086.28	4.68	15	Vérifiée

Pas de risque de fissuration du béton.

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{M_t}{20M_0^s}; \frac{3}{80}\right) \rightarrow 0.036 \leq 0.037 \quad \text{condition non vérifiée}$$

La condition n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche.

Les résultats de calcul de la flèche sont récapitulés dans le tableau suivant :

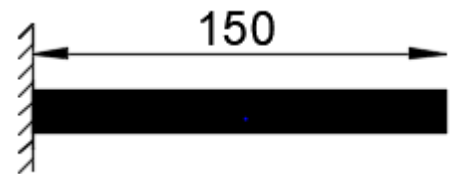
Tableau II.25. Résultats de la vérification de la flèche :

L (m)	As (cm ²)	M _{Jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
4.45	5.65	11.59	14.60	19.86	106037	216384.3
Y (cm)	f _{fi} (cm ⁴)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (cm ⁴)	f _{gv} (cm ⁴)	f _{adm} (mm)	f (mm)
4.09	0.64	0.99	1.68	1.87	8.9	1.92

$$\Delta f_t < f_{adm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

II.5.3.2 La volée 2 :

Le calcul de cette partie de l'escalier se fait à la flexion simple par assimilation à une console sollicitée par des charges uniformément réparties.



Calcul les sollicitations :

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{14.80 \times 1.5^2}{2} = 16.65 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u \times l = 14.80 \times 1.5 = 22.2 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{10.69 \times 1.5^2}{2} = 12.02 \text{ KN.m} \\ V_s = q_s \times l = 10.69 \times 1.5 = 16.03 \text{ KN} \end{cases}$$

a. Ferrailage :

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	St (cm ²)
16.83	0.059	0.077	0.135	3.52	1.69	5HA10	20

b. Vérifications A L'ELU

➤ **Armatures de répartition :** $A_{répartitions} \geq \frac{A_{principales}}{4}$

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit 3HA8 = 1.51 cm²/ml

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b \times d} \leq \overline{\tau}_U = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} \rightarrow \frac{22.2 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0,158 \text{MPa} < 1.17 \text{MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Vérifications A L'ELS :

➤ **L'état limite de compression du béton :** $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau II.26. vérification des contraintes à L'ELS

M _{ser} (KN/m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
12.02	3.51	7928.31	7.03	15	Vérifiée

Pas de risque de fissuration du béton.

➤ **L'état limite de déformation :**

1) $\frac{e}{l} = \frac{0.16}{1.4} = 0.114 > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right) \rightarrow$ vérifiée

2) $\frac{A_s}{b \times d} = 0,00280 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \rightarrow$ vérifiée

Les deux conditions sont vérifiées, donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

II.5.3.3 Schéma de ferrailage de la volé 2 (consol) :

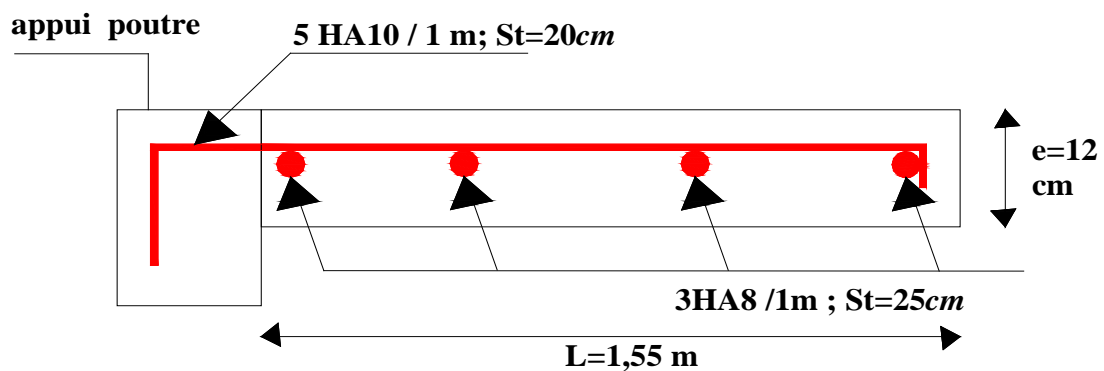


Figure II.17. Schéma de ferrailage d'escalier de la consol

Schéma e ferrailage 1 et 3 :

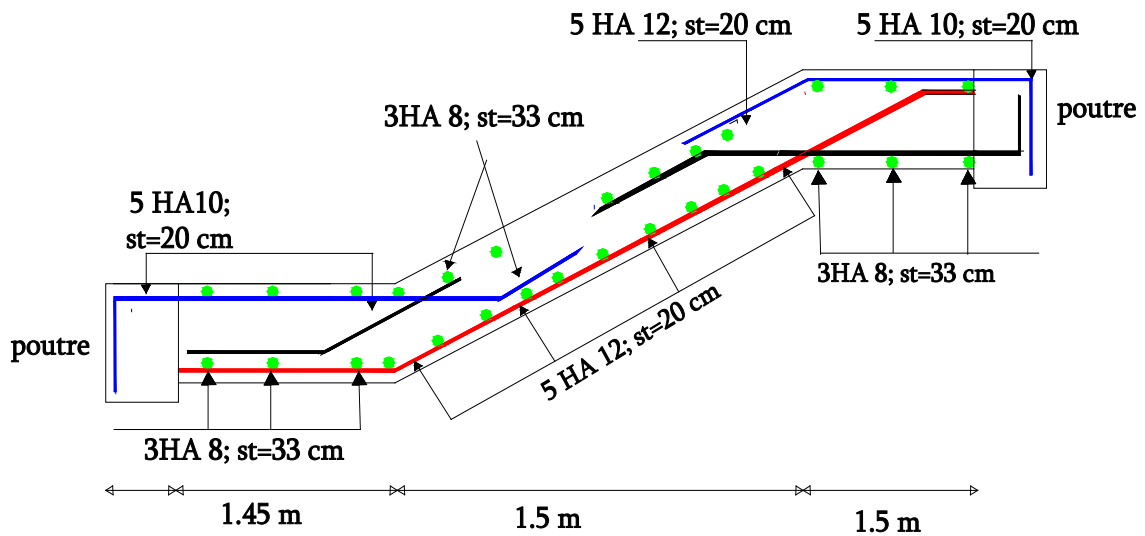


Figure II.18. Schéma de ferrailage 1 et 3.

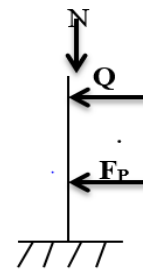
II.5.4 Etude de l'acrotère :

II.5.4.1 Hypothèses de calcul

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

La fissuration est considéré préjudiciable.

L'acrotère sera calculé en flexion composée.



II.5.4.2 Evaluation des charges et surcharges:

- Poids propre : $G=2.132$ KN/ml
- Charge d'exploitation : La charge due à la charge d'exploitation égale : $Q =1$ KN/ml
- La force sismique : La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p = 1.023 \text{ KN}$$

II.5.4.3 Calcul des sollicitations :

- Calcul du centre de gravité G (X_G, Y_G) :

$$x_G = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i} = 6.204 \text{ cm.} \quad ; \quad y_G = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} = 33.014 \text{ cm.}$$

- Moment engendré par les efforts normaux :

$$\begin{cases} N_G = 2.132 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN} \end{cases} \quad \begin{cases} N_Q = 2.132 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 0.6 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_{Fp} = 0 \text{ KN} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 0.337 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Combinaison d'actions:

Tableau.II.27. Combinaison d'action de l'acrotère :

	RPA	ELU	ELS
Sollicitations	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N(KN)	2.132	2.88	2.132
M(KN.m)	0.937	0.9	0.6

• **Calcul de l'excentricité :**

$$\left\{ \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.88} = 0,3125 \text{ m} \\ \frac{H}{6} &= \frac{0,6}{6} = 0,10 \text{ m} \end{aligned} \right.$$

$e_0 < \frac{h}{2} \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

La section est soumise à un effort normal de compression, elle doit être justifiée vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 BAEL91/modifier99 en adoptant une excentricité total de calcul $e = e_1 + e_2 + e_a$

$$\left\{ \begin{aligned} e_a &= \max \left(2\text{cm}; \frac{l}{250} \cdot 250 \right) \rightarrow e_a = 0.02\text{m}. \\ e_1 &= 0.3125\text{m} \\ e_2 &= \frac{3 l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha \varphi) = 0.00864 \text{ m} \end{aligned} \right. \rightarrow e = 0.34\text{m}$$

II.5.4.4 Ferrailage de l'acrotère :

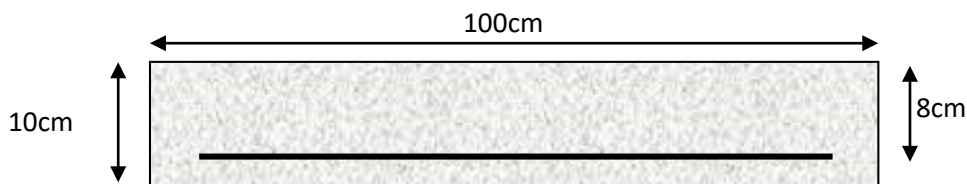


Figure II.14. Section de l'acrotère à ferrailier

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre.

$b = 100\text{cm} ; h = 10\text{cm} ; d = 8\text{cm} ; f_{c28} = 25\text{Mpa} ; f_{bu} = 14,2\text{Mpa} ; f_{st} = 400\text{Mpa}$

Moment fictive : $M_{uA} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.066\text{KN.m}$ avec $M_{uG} = N_u \times e$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau II.28. Résultats de ferrailage pour l'acrotère

$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	A	Z (m)	A(cm ²)	A _S (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
1.066	0.0117	0.014	0.079	0.387	0.30	0.966	4HA8

II.5.4.5 Vérification a l'ELU :

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ Cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

➤ **Espacement**

Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25\text{cm}$ → On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/4 = 15 \text{ cm}$ → On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28}; 3\text{MPa}) \rightarrow 0.025 < 2.5\text{MPa} \quad \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_s = \frac{V}{0,9 \cdot d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{ser} = \bar{\tau}_{ser} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} \rightarrow 0.27 \leq 2.83 \quad \text{vérifiée}$$

II.5.4.6 Vérification a l'ELS :

➤ **Vérifications des contraintes :**

La combinaison d'action à considérer est G + Q.

$d = 0.08 \text{ m}$; $N_{ser} = 2.132\text{KN}$; $M_{ser} = 0.7\text{KN.m}$ $\eta = 1.6$ pour les HR

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{3}{2} f_e; 110 \sqrt{n \times f_{t28}}\right)$$

$$y_c^3 + p + y_c + q = 0 \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} p = -3 \times C^2 + \frac{6 \times n \times A \times (d - C)}{b} = -0.154\text{m} \\ q = -2 \times C^3 - \frac{6 \times n \times A \times (d - C)^2}{b} = 0.023\text{m} \end{cases}$$

$$y_{ser} = y_c + c \quad ; \quad \mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15A(d - y)$$

Après calcul on a trouvé les résultats suivant :

Tableau II.29. Vérification des contraintes à l'ELS.

$y_c(\text{m})$	$y_{ser}(\text{m})$	$\mu_t(\text{m}^3)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$	Observation
0.283	0.051	1.21×10^{-3}	0.089	15	0.766	201.63	Vérifiée

II.5.4.7 Schéma de ferrailage :

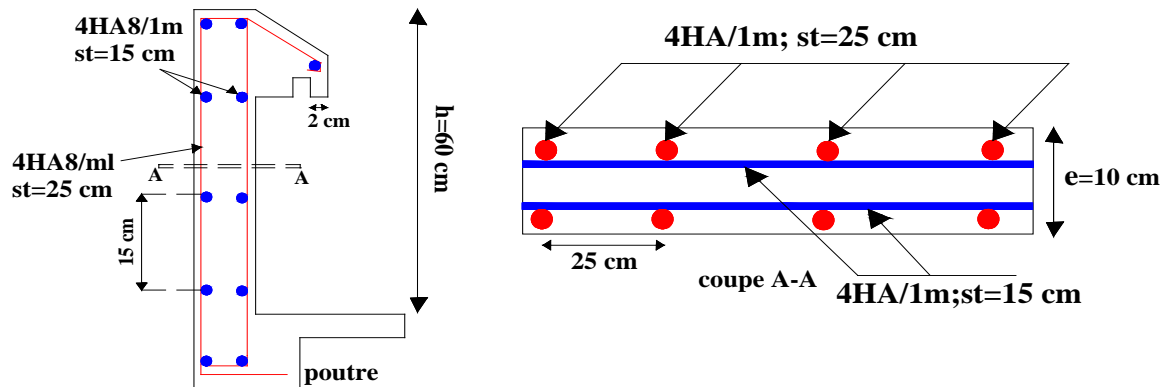


Figure.II.20. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

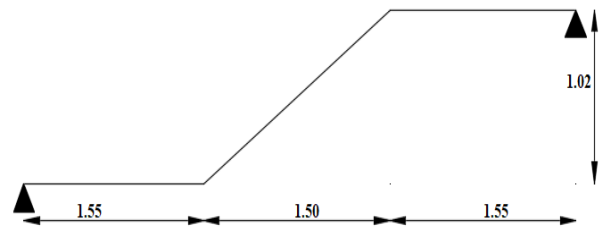
II.5.5 Eude de la Poutre Brisée

$$L = 1.5 + (1.5 / \cos 34.21) + 1.5$$

$$L = 4.81 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 32 \leq h \leq 48.1 ;$$

Soit $h = 45 \text{ cm}$ et $b = 40 \text{ cm}$



La poutre brisée est soumise à la flexion simple et à la torsion.

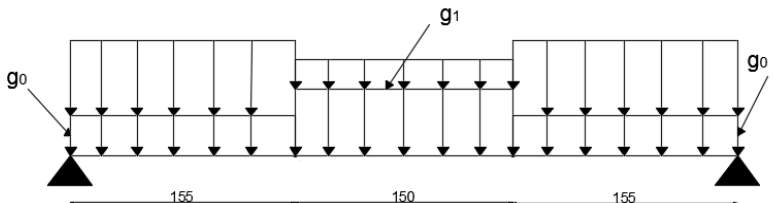
II.5.5.1 Calcul à la flexion simple :

La poutre est soumise à son poids propre et aux charges transmise par les escaliers :

$$g_0 = 25 \times 0.4 \times 0.45 = 4.5 \text{ KN/m}$$

$$g_1 = 25 \times 0.4 \times (0.45 \times \cos 34.21^\circ) = 5.44 \text{ KN/m.}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier



$$R_b = 27.25 \text{ KN/ml et } R_c = 22.2 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Calcul des sollicitations :** Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

Tableau.II.30. Récapitulatif des sollicitations.

R_A (KN)	R_B (KN)	X (m)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)
72.14	72.14	2.38	74.10	37.05	55.57	72.14

➤ **Ferrailage:** Les résultats des calculs à la flexion simple sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau.II.31. Résultat des ferrillages à la flexion simple.

	M (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
Travée	55.57	0.055	0.071	0.4	3.91	2
Appuis	37.05	0.036	0.047	0.41	2.58	2

✓ **Vérifications à l'ELU**

➤ **vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.43 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures transversales :**

$$st < \min (0.9d ; 40) \text{ cm} = 37.8 \text{ cm} , \text{ soit } st = 20 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times st}{400} = 0.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{(\tau_u - 0.3 \times f_{t28}) \times b \times st}{0.8 \times f_e} = -0.52 \text{ cm}^2 < 0 \text{ donc } A_t = 0.8 \text{ cm}^2$$

II.5.5.2 Calcul à la torsion :

➤ **Calcul des sollicitations :** Le moment maximum au appuis : Ma = 20.43 KN.m .

$$\text{Le moment de torsion : } M_t = \frac{M_t \times l}{2} = \frac{20.44 \times 4.5}{2} = 45.99 \text{ KN.m .}$$

➤ **calcul des contraintes dues à la torsion :**

$$\tau_t = \frac{M_t}{2 \Omega e} \quad \text{avec : } e = \frac{1}{6} \times b = 6.66 \text{ cm et } \Omega = (b - e) \times (h - e) = 1278.25 \text{ cm}^2$$

$$\tau_t = \frac{45.99 \times 10^{-3}}{2 \times 0.127825 \times 0.0666} = 2.7 \text{ MPa}$$

$$\text{On doit vérifier que : } \tau = \sqrt{(\tau_u)^2 + (\tau_t)^2} \leq \bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\lambda_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow 2.73 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa}$$

$$2.73 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ M} \quad \rightarrow \quad \text{pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

➤ **Armatures longitudinale en torsion :**

$$A_t = \frac{M_t \times \mu \times \lambda_s}{2 \times f_e \times \Omega} ; \text{ avec } \mu = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 143.36 \text{ cm} \longrightarrow A_t = 7.41 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales en torsion :**

$$\frac{A_t \times St \times \lambda_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{M_t}{2 \times e} , \text{ si on fixe } St = 20 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t \times St \times \lambda_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 1.034 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage :**

- Armatures longitudinales :

En travée : $A_t^t = A_t^{\text{flexion simple}} + \frac{1}{2} A_t^{\text{torsion}} = 3.91 + \frac{1}{2} \times 7.41 = 7.615 \text{ cm}^2$

En appui : $A_t^a = A_t^{\text{flexion simple}} + \frac{1}{2} A_t^{\text{torsion}} = 2.58 + \frac{1}{2} \times 7.41 = 6.285 \text{ cm}^2$

- Armatures transversales :

$A_t = A_t^{\text{flexion simple}} + A_t^{\text{torsion}} = 0.8 + 1.034 = 1.83 \text{ cm}^2$

- **Choix du ferraillage :**

$$\begin{cases} A_t^t = 3HA14 + 3HA12 = 8.01 \text{ cm}^2 \\ A_t^a = 3HA14 + 2HA12 = 6.88 \text{ cm}^2 \\ A_t = 2 \text{ cadres } \varnothing_8 \text{ } 2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Vérifications l'ELS :**

Vérification de la contrainte du béton :

Tableau II.32. Vérification des contraintes :

	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
En travée	42.95	8.96	176935.88	2.17	15	vérifiée
En appuis	28.63	8.44	143301.8	1.68	15	vérifiée

- **L'état limite de déformation :**

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{45}{450} = 0.1 \geq 0.016$ vérifiée
- $\frac{h}{l} > \frac{M_t}{15 \times M_0} \rightarrow \frac{42.95}{15 \times 57.27} \rightarrow 0.1 \geq 0.049$ vérifiée
- $\frac{A}{b \times d} < \frac{3.6}{f_e} \rightarrow 0.0046 \leq 0.009$ vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- **schéma ferraillage :**

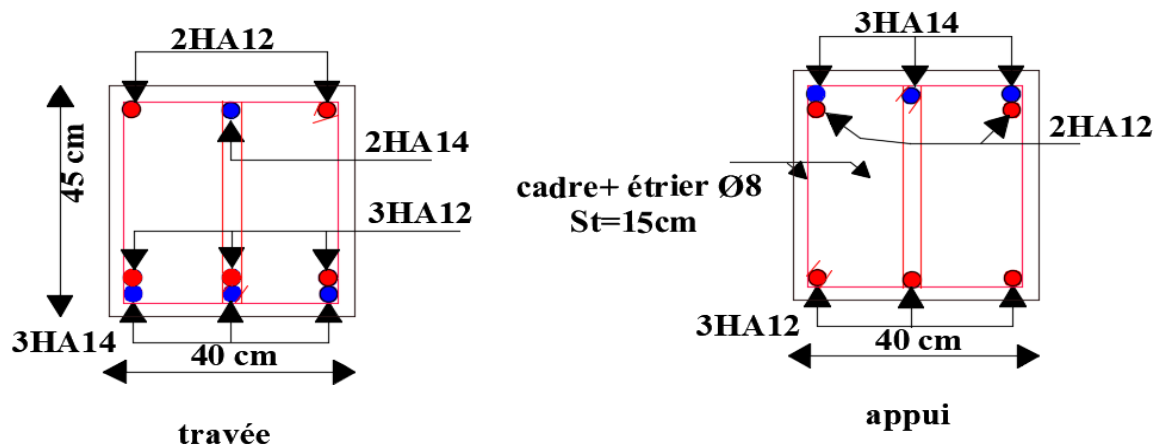


Figure II.21. Schéma de ferraillage de la poutre Brisée

II.5.6 Poutre de chaînage :

II.5.6.1 Dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 16.66 \leq h \leq 25 \quad (L_{\max} = 250 \text{ cm})$$

Selon **RPA99 (art 9.3.3)** : $h \geq 20 \text{ cm}$ et $b = \frac{2}{3} \times h \rightarrow$ Soit : $h = 25 \text{ cm}$ et $b = 20 \text{ cm}$.

II.5.6.2 Calcul des sollicitations :

$$P_p = 0.25 \times 0.2 \times 25 = 1.25 \text{ KN/ml} \quad ; \quad P_{\text{mur}} = 2.88 \times (3.06 - 0.25) = 8.09 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELU : } \begin{cases} q_u = 1.35(pp + p_{\text{mur}}) = 12.61 \text{ KN/ml} \\ M_u = q_u \frac{l^2}{8} = 9.85 \text{ KN/ml} \\ V_u = q_u \frac{L}{2} = 15.76 \text{ KN/ml} \end{cases} \quad ; \quad \text{ELS : } \begin{cases} q_s = pp + p_{\text{mur}} = 9.34 \text{ KN/ml} \\ M_s = q_s \frac{l^2}{8} = 7.29 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Moments corrigés :

$$\text{travée : } \begin{cases} M_u^t = 0.85 M_u = 8.37 \text{ KN.m} \\ M_s^T = 0.85 M_s = 6.2 \text{ KN.m} \end{cases} \quad ; \quad \text{appuis : } \begin{cases} M_u^a = -0.5 M_u = -4.92 \text{ KN.m} \\ M_s^a = 0.5 M_s = -3.64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

II.5.6.3 Ferrailage de la poutre de chaînage :

Le calcul du ferrailage se fait à la FS et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.33. Résultats de ferrailage de la poutre de chaînage

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
En travée	8.37	0.061	0.078	0.213	1.13	0.53	3HA10
En appui	4.92	0.036	0.044	0.216	0.65	0.53	3HA10

II.5.6.4 Vérifications à l'ELU :

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{15.76}{0.2 \times 0.22} = 0.36 \leq \bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2}{\lambda_b} f_{c28}, 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

➤ **Calcul des armatures transversal :**

$$\phi_l \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_l ; \frac{b}{10} \right) \leq \min \left(\frac{25}{35}, 0.8, \frac{20}{10} \right), \text{ on opte pour : } A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement :**

- $St \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \rightarrow St \leq 19.8 \text{ cm}$
- $S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{28} K)} \rightarrow st \leq 0 \text{ cm}$

$k = 1$ (flexion simple ou pas reprise de bétonnage) ; $\alpha = 90^\circ$ (cadres droits)

- $st \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \rightarrow st \leq 28.5 \text{ cm} \quad \text{On prend } st = 15 \text{ cm.}$

II.5.6.5 Vérification a l'ELS :

➤ **Evaluation de la contrainte du béton :**

Tableau III.34. Vérification des contraintes

	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < σ _{bc}
En travée	6.2	7.23	10242.16	4.37	15	vérifiée
En appuis	-3.64	6.02	7238.36	3.02	15	vérifiée

➤ **L'état limite de déformation :**

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{25}{250} = 0.1 \geq 0.016$ vérifiée
- $\frac{h}{l} > \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{6.2}{15 \times 7.29} \rightarrow 0.1 \geq 0.056$ vérifiée
- $\frac{A}{b_0 \times d} < \frac{3.6}{f_e} = 0.009 \rightarrow 0.0053 \leq 0.009$ vérifiée

La flèche est vérifiée

II.5.6.6 Schéma de ferrailage :

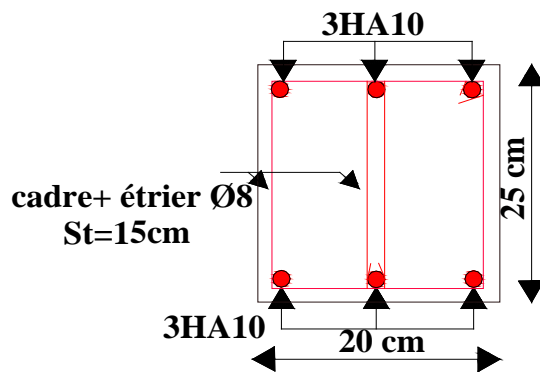


Figure II.22. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

II.5.7 Etude de l'ascenseur :

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

$l_x = 170 \text{ cm} \quad ; \quad l_y = 190 \text{ cm}$

H : Hauteur de l'ascenseur = 220cm.

F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.

P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.

La charge nominale est de 630 kg.

La vitesse V = 1m/s.

D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.

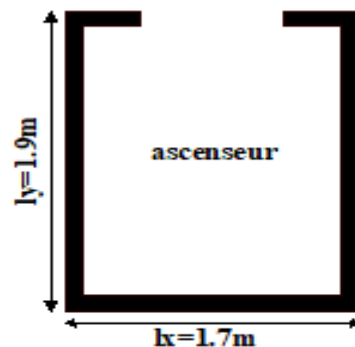


Figure II.23. Cage d'ascenseur

II.5.7.1 Etude de la dalle pleine du local machinerie :

La dalle est appuis sur deux appuis donc son épaisseur est donnée comme suit :

$$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow e \geq 8.5 \text{ cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} e \geq 11 \text{ cm pour } 2h \text{ de coupe feu} \\ e \geq 14 \text{ cm isolation phonique} \end{array} \right. \Rightarrow e = 14 \text{ cm}$$

On a $l_x = 1.7 \text{ cm}$; $l_y = 1.9 \text{ cm}$; $S = 1.7 \times 1.9 = 3.23 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.7}{1.9} = 0.9 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les 2 sens}$$

II.5.7.2 Evaluation des charges et surcharges :

$$g = D_m + P_m + P_{\text{personne}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$$

- **Poids propre de la dalle et du revêtement :** (Calcul pour un revêtement de 5 cm)

$$G_1 = 25 \times 0.14 + 22 \times 0.05 = 4.6 \text{ KN/m}^2$$

- **Poids de l'ascenseur :** $G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{3.23} = 44.89 \text{ KN/m}^2$
- **Poids total :** $G^{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 4.6 + 44.89 = 49.49 \text{ KN/m}^2$

II.5.7.3 Combinaison d'action

$$\left\{ \begin{array}{l} ELU \Rightarrow q_u = 1.35G^{\text{tot}} + 1.5Q = 1.35 \times 49.49 + 1.5 \times 1 = 68.31 \text{ KN/m}^2 \\ ELS \Rightarrow q_s = 49.49 + 1 = 50.49 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

II.5.7.4 Calcul des sollicitations à l'ELU :

Tableau II.35. Sollicitation de la dalle d'ascenseur :

sens	ρ	μ	$M_0(\text{KN.m})$	$M_T(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$
x-x	0.9	0.0456	9	7.65	4.5
y-y		0.7834	7.05	6.5	4.5

II.5.7.5 Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 14 cm d'épaisseur à la flexion simple.

Tableau II.36. Résultats ferrailage dalle ascenseur

Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	A	z	A_{cal} (cm ² / ml)	A_{min} (cm ² / ml)	Choix	St (cm)
Travée X-X	7.65	0.037	0.048	0.12	1.9	1.18	4HA8=2.01	25
Travée Y-Y	6.5	0.032	0.041	0.12	1.61	1.18	4HA8=2.01	25
Appui	4.5	0.022	0.028	0.12	1.11	1.18	4HA8=2.01	25

II.5.7.6 Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{v_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA}$

$$\begin{cases} V_u^x = 35.38 \text{ KN} \\ V_u^y = 18.73 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \tau_u = \frac{35.38 \times 10^{-3}}{0.12 \times 1} = 0.29 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa}$$

II.5.7.7 Vérification à l'ELS

$$\rho = 0.9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 7.7 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 6.54 \text{ KN.m} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_t^x = 6.55 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 5.56 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -3.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Etat limite de compression du béton :**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.37. Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
X-X	6.55	2.4	3239.42	$4.85 \leq 15$	Vérifiée
Y-Y	5.56	2.4	3239.42	$4.11 \leq 15$	Vérifiée
Appui	3.85	2.4	3239.42	$2.85 \leq 15$	Vérifiée

➤ **L'état limite de déformation :**

$$\begin{cases} \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd} < \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.08 \geq 0.042 \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \\ 0.0014 < 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées dans les deux sens le calcul de la flèche est inutile.

II.5.7.8 Dalle de la salle machine :

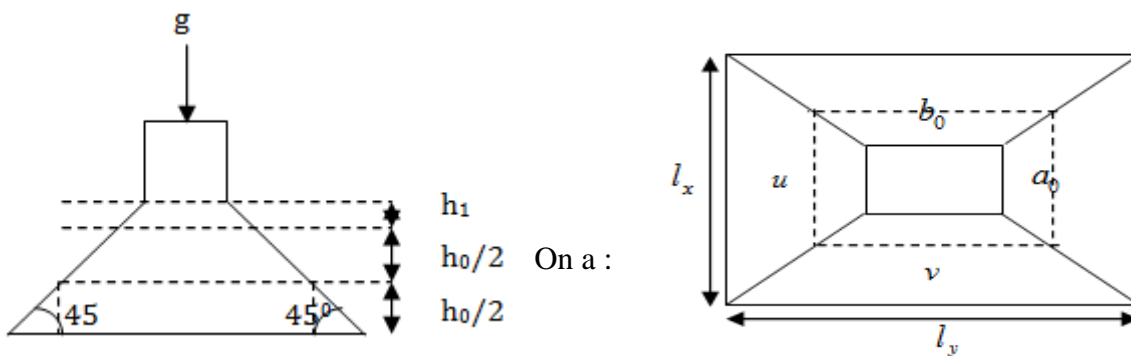


Figure II.24. Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi h_1 \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi h_1 \end{cases}$$

Avec :

a_0 et U sont les dimensions parallèles à L_x .

b_0 et V sont les dimensions parallèles à L_y .

$a_0 \times b_0 = 80 \times 80$ est la surface du chargement.

h_0 est l'épaisseur de la dalle pleine.
 h_1 est l'épaisseur du revêtement moins rigide.

$$\xi = 0.75 \quad h_1 = 5 \text{ cm}$$

On aura donc :

$$U = 80 + 14 + (2 \times 0.75 \times 5) = 101.5 \text{ cm} \quad ; \quad V = 80 + 14 + (2 \times 0.75 \times 5) = 101.5 \text{ cm}$$

A. l'ELU : On a : $g = 72.3 \text{ KN} \Rightarrow p_u = 1.35 \times g = 97.605 \text{ KN}$

- **Calcul des sollicitations :** On a selon le BAEL : $\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$

Avec : M_1 et M_2 sont des coefficients donnés par les abaques de PIGEAU

$$\rho = 0.9 \Rightarrow \begin{cases} \frac{U}{l_x} = 0.59 \\ \frac{V}{l_y} = 0.53 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.089 \\ M_2 = 0.073 \end{cases} \quad \text{Annexe II}$$

- **Evaluation des moments de M_{x1} et M_{y1} du système de levage :**

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.089 = 8.68 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.073 = 7.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$q_u = 1.35 \times 4.6 + 1.5 \times 1 = 7.71 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0456 \times 7.71 \times 1.7^2 = 1 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.7834 \times 1 = 0.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Superposition des moments :**

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.68 + 1 = 9.68 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.12 + 0.78 = 7.9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times 9.68 = 8.22 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times 7.9 = 6.71 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -0.5 \times 9.68 = -4.84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Ferraillage**

Figure II.38. Moment et ferraillage correspondant

Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	A	z	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	Choix	St (cm)
Travée X-X	8.22	0.04	0.05	0.12	1.96	1.18	4HA8=2.01	25
Travée Y-Y	6.71	0.032	0.041	0.12	1.63	1.18	4HA8=2.01	25
Appui	4.84	0.023	0.028	0.12	1.15	1.18	4HA8=2.01	25

• **Vérification au poinçonnement :**

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_c}{\gamma_b} ; \text{ Avec : } U_c = 2 \times (u + v) = 406 \text{ cm}$$

P_u : Charge de calcul à L'ELU ; h : Hauteur de la dalle.

$$P_u = 97.605 < 0.045 \times 406 \times 10^{-2} \times 0.14 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 426.3 \text{ KN}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

On a: $V_{max} = \frac{P_u}{3 \times u} = 32.05 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$

B. Calcul à l'ELS :

• **Les moments engendres par le système de levage : $q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN}$.**

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 72.3 \times (0.089 + 0.2 \times 0.073) = 7.49 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 72.3 \times (0.073 + 0.2 \times 0.089) = 6.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Les moments dus au poids de la dalle : $q_{ser} = 4.6 + 1 = 5.6 \text{ KN/m}$**

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.0528 \times 5.6 \times 1.7^2 = 0.85 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.8502 \times 0.85 = 0.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Superposition des moments**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.49 + 0.85 = 8.34 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.56 + 0.72 = 7.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moments corrigé**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times 8.34 = 7.08 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times 7.28 = 6.18 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -0.5 \times 8.34 = -4.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Vérification des contraintes**

Figure II.39. Vérification des contraintes

Sens	M (KN.m)	Y(cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
X-X	7.08	2.4	3239.42	$5.24 \leq 15$	Vérifiée
Y-Y	6.18	2.4	3239.42	$4.57 \leq 15$	Vérifiée
Appui	4.17	2.4	3239.42	$3.08 \leq 15$	Vérifiée

- L'état limite de déformation :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

Sens X-X :

$$\begin{cases} 0.082 > 0.042 \\ 0.0014 < 0.005 \end{cases}$$

Sens Y-Y :

$$\begin{cases} 0.073 > 0.042 \\ 0.0014 < 0.005 \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées dans les deux sens, donc le calcul de la flèche est inutile.

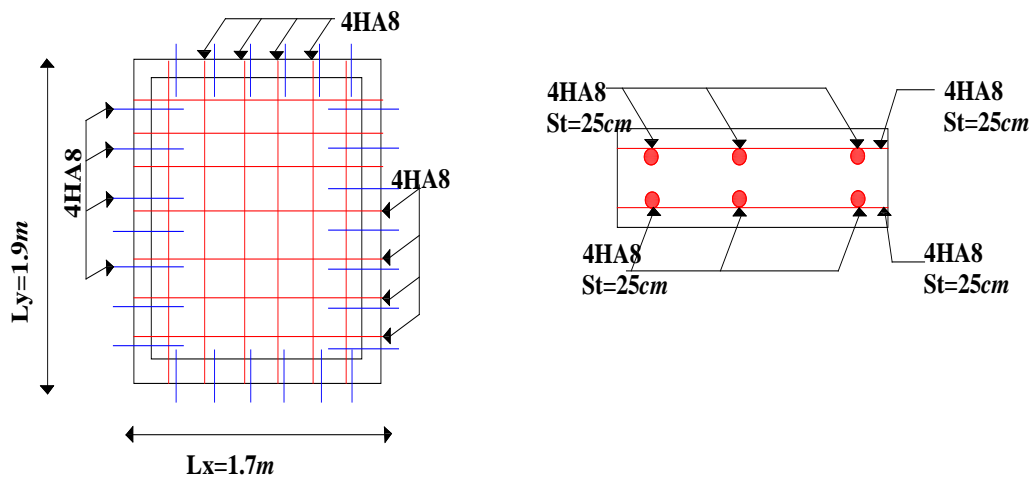


Figure II.25. Schéma de ferrailage de la dalle ascenseur

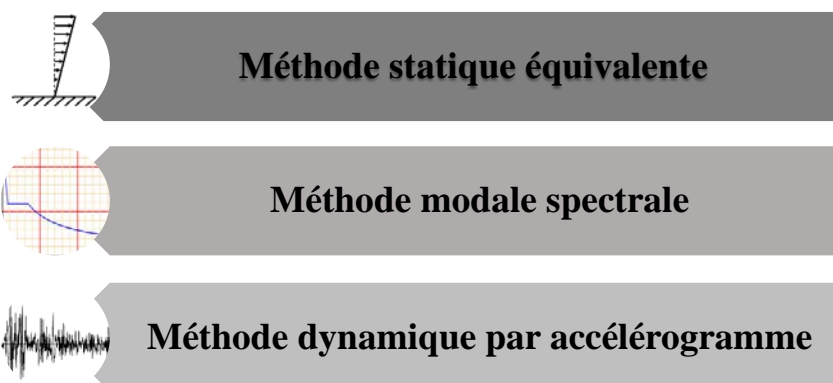
III.1 Introduction :

Le but de ce chapitre est l'étude de comportement de la structure causée par des charges dynamiques qui, contrairement à des charges statiques, varient dans le temps. Ces charges dynamiques engendrent des déplacements qui dépendent du temps. On pourrait donc conclure que l'analyse dynamique d'une structure, nécessite un modèle qui reflète le fonctionnement de l'ouvrage sous ces charges.

Dans le cadre de notre travail nous avons tenté d'analyser et d'étudier un R+7 avec 2 entre sol contreventé par voile-portique avec justification de l'interaction en utilisant logiciel **ETABS 2016**

III.2 Méthodes utilisables :

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :



III.2.1 Méthode statique équivalente :

Dans la méthode statique équivalente, les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique, elle est applicable si les conditions exigées par les règlements algérienne (4.2. du RPA99/2003) sont vérifiées.

III.2.2 Méthode modale spectrale :

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

III.2.3 Méthode dynamique par accélérogramme :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix de séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieur à 23 m, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (RPA99 Art 4.1.2).

Selon les exigences du RPA99 /2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale.

Présentation de la méthode modale spectrale :

La méthode modale spectrale est la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, 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.

III.3 Calcul de la force sismique V statique :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA99(2003) art (4.2.3)}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{ll} A: \text{coefficient d'accélération de la zone} & (\text{RPA99/2003 tableau (4.1)}) \\ D: \text{facteur d'amplification dynamique moyen} & (\text{RPA99/2003 (4.2)}) \\ R: \text{coefficient de comportement global de la structure} & (\text{RPA99 – 2003 tableau (4.3)}) \\ Q: \text{facteur de qualité} & (\text{RPA99/2003 (4.4)}) \\ W: \text{poids total de la structure} & (\text{RPA99/2003(4.5)}) \end{array} \right.$$

Détermination des paramètres cités au-dessus selon notre structure :

A : dépend du groupe de la structure et de la zone sismique :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{zone sismique II}_a \end{array} \right. \quad A = 0.15$$

D : est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (ξ).

$$D = \left\{ \begin{array}{ll} 2.5 \times \eta \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 & \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{sec} & \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)} \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \dots\dots T \geq 3 \text{sec} & \end{array} \right.$$

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

On a un sol ferme (site S2) $\rightarrow \begin{cases} T_2 = 0.40s \\ T_1 = 0.15s \end{cases}$ **RPA99/2003 (Tableau 4.7)**

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99(2003) Art (4.2.)}$$

ξ (%) : pourcentage de l'amortissement critique fonction du matériau constitutif. du type de la Structure et de l'importance des remplissages. RPA99/2003 (tableau 4.2)

On a un contreventement mixte : $\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5 \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8,5}} = 0,82$

T : Période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de deux formules empiriques suivantes :

1. $T = C_T \times (h_N)^{3/4}$ **RPA99/2003 (Art 4.2.4)**

2. $T = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{L}}$ **RPA99/2003 (Formule 4.7)**

h_N : est la hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_N = 34.68m$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par **RPA99/2003 (Tableau 4.6)**

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.050$

$$T_1 = 0.050 \times (34.68)^{3/4} = 0.714s$$

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

$$L_x = 28.20m \rightarrow T_x = 0.587s$$

$$L_y = 17.90m \rightarrow T_y = 0.737s$$

La période de vibration ne doit pas dépasser 30 % de la période calculée par la formule empirique.

$$T = 1.3 \times \min(T_1; T_2) \rightarrow \begin{cases} T_x = 1.3 \times \min(0.714; 0.587) = 0.763s \\ T_y = 1.3 \times \min(0.714; 0.737) = 0.928s \end{cases}$$

$$T_2 < T_x < 3,0s \rightarrow D_x = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} \rightarrow D_x = 1.33s$$

$$T_2 < T_y < 3,0s \Rightarrow D_y = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} \rightarrow D_y = 1.17s$$

R : on adopte pour un système de contreventement mixte portiques/voiles avec justification de l'interaction. $\rightarrow R = 5$

Q : est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$ **RPA 99/2003 (Formule 4.4)**

Avec : p_q est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q sont satisfaits ou non.

Tableau III.1. Valeurs des pénalités P_q .

Conditions	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
1. condition minimal sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2. Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3. Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4. Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0.0
5. Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6. Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc: $Q_x = Q_y = 1.15$

W : est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec : } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule (4.5))}$$

Avec :

W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

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

RPA 99/2003 (tableau 4.5)

Dans notre structure, on a : $W = 55307.8687$

La force sismique statique à la base de la structure est :

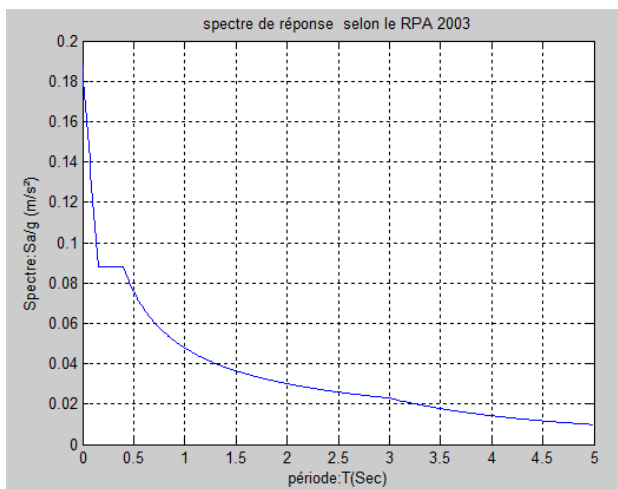
$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.33 \times 1.15}{5} \times 55307.8687 = 2648.14 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.17 \times 1.15}{5} \times 55307.8687 = 2329.08 \text{ KN}$$

III.4 Spectre de réponse de calcul (RPA99/2003 art 4.3.3)

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (4.13)}$$



T : La période

$\frac{S_g}{g}$ = Accélération gravitationnel

Figure III.1: spectre de réponse XX et YY

III.5 Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est ETABS 2016.

ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adopté aux bâtiments et ouvrages de génie civil.

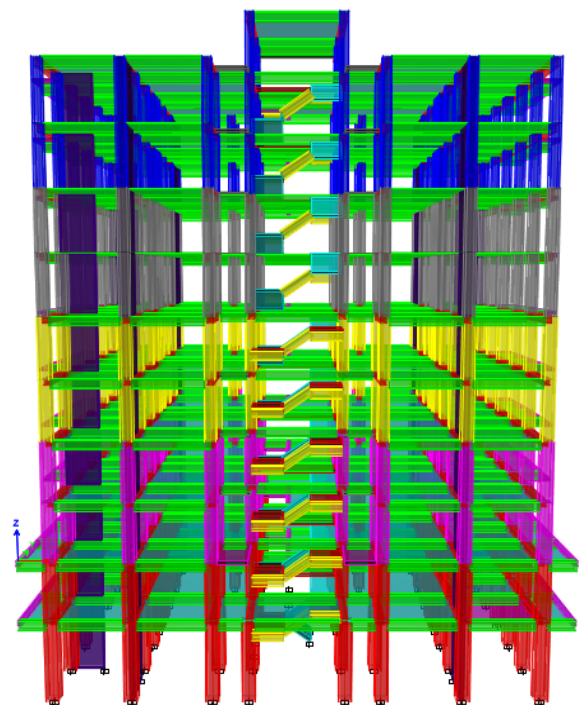


Figure III.2 : Modélisation 3D de la structure sur ETABS2016.

III.5.1 Disposition des voiles de contreventement :

Après plusieurs essais on a retenu la disposition représentée ci-dessous .Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier et deuxième mode, ainsi que de répondre favorablement aux conditions du RPA99/2003.

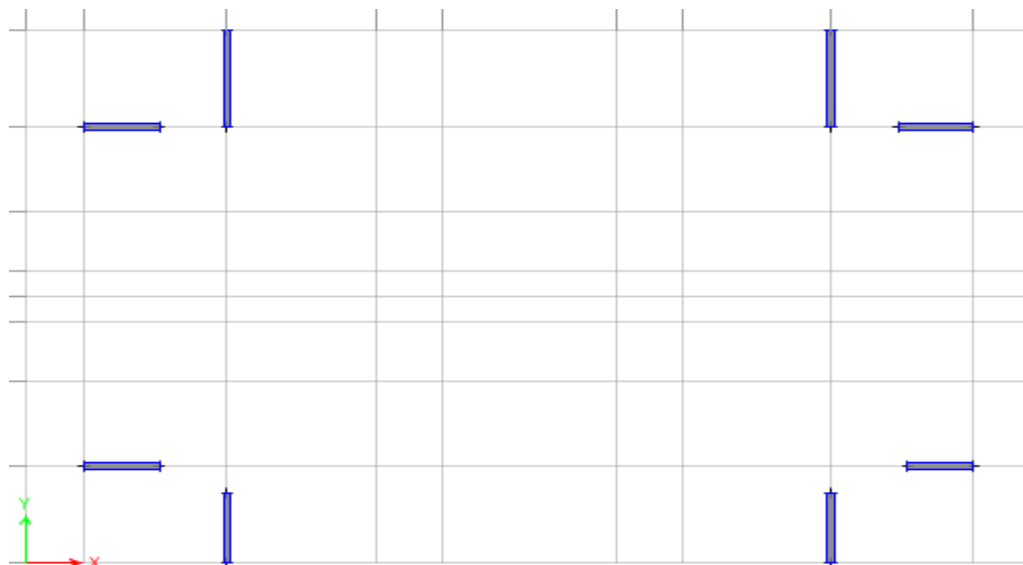


Figure III.3. Disposition des voiles

III.5.2 Mode de vibration et taux de participation des masses modales :

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2. Période et taux de participation massique de la structure.

Mode	Période	Mode individuel (%)		Somme cumulée (%)	
		UX	UY	UX	UY
1	0,826	0,7489	0,0003	0,7489	0,0003
2	0,742	0,0002	0,7165	0,7491	0,7168
3	0,698	0,003	0,0018	0,7521	0,7186
4	0,263	0,1285	0	0,8806	0,7186
5	0,217	2,541E-06	0,1517	0,8806	0,8703
6	0,212	0	0,0002	0,8806	0,8705
7	0,147	0,0278	0	0,9084	0,8705
8	0,127	0,0003	0,014	0,9087	0,8845
9	0,125	0,0261	0,0002	0,9348	0,8847
10	0,111	0,0005	2,219E-06	0,9353	0,8847
11	0,103	3,722E-05	0,0001	0,9353	0,8847
12	0,099	9,27E-06	0,0523	0,9353	0,9371

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe X atteint les 90% au bout du 7^{ème} mode, et selon l'axe Y au bout du 12^{ème} mode.

III.5.3 Les modes de vibrations :

Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure.

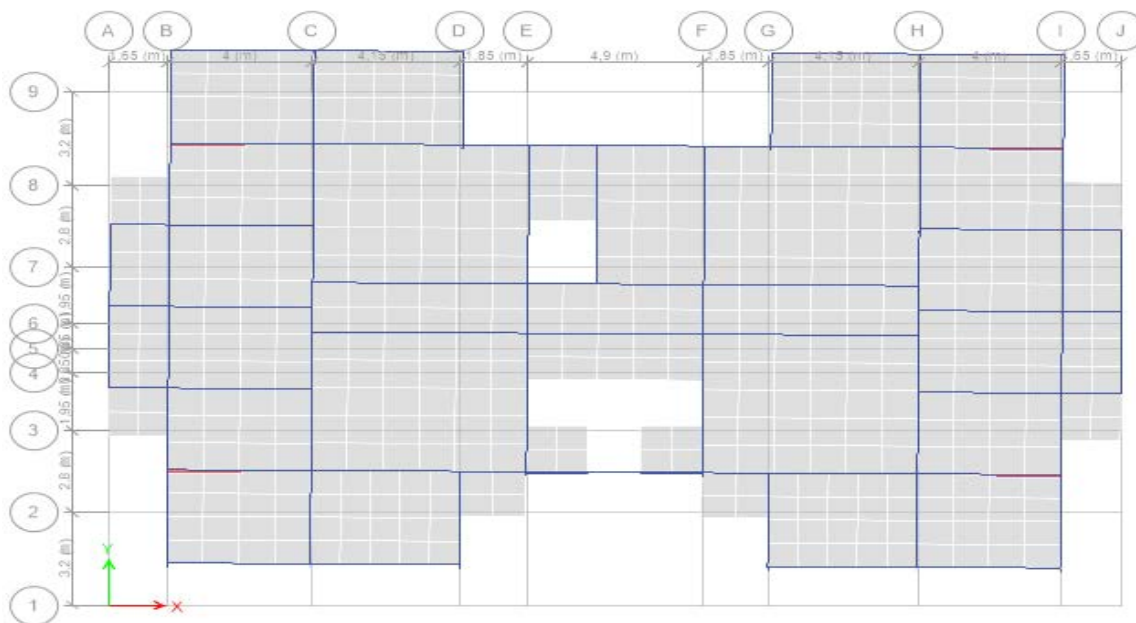


Figure III.4. Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe X-X).

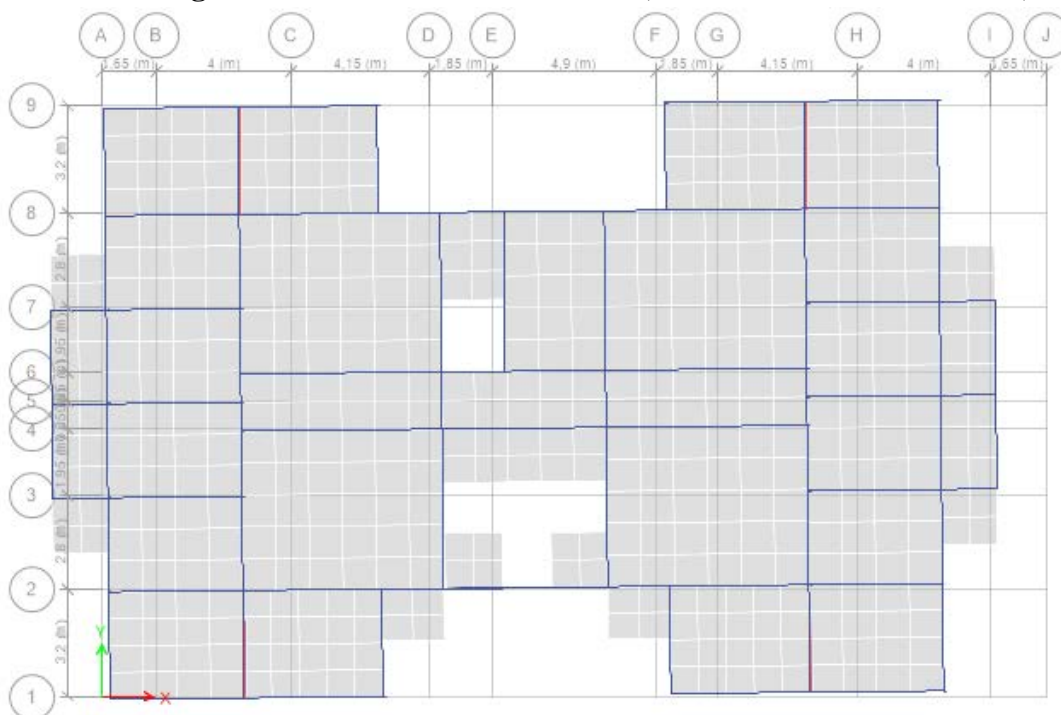


Figure III.5. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).

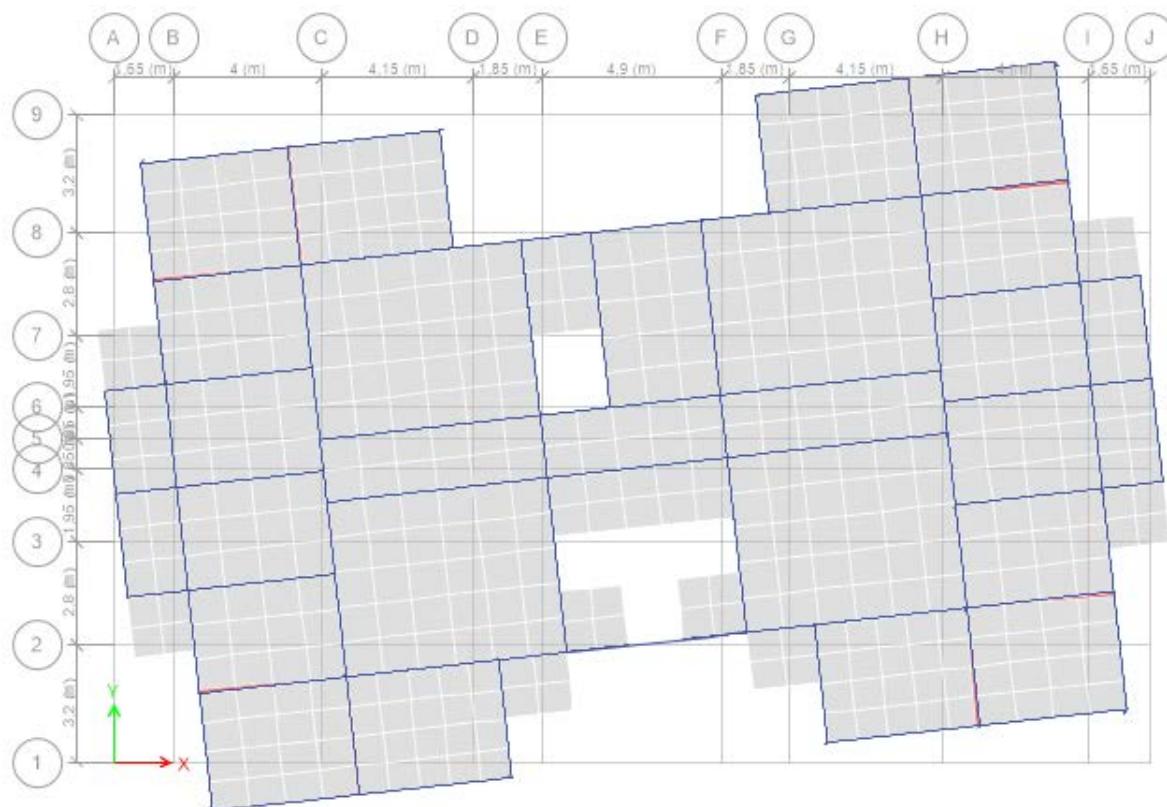


Figure III.6. Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z).

III.6 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/Version 2003 :

III.6.1 Justification de l'interaction voiles-portiques :

Notre structure est classée en système de contreventement mixte, d'après L'article 3.4.4.a du RPA99/version2003 il exige que :

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

III.6.1.1 Sous charges verticales :

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.3.Interactions sous charge vertical.

Niveau	Charges verticales (KN)		Pourcentages des Charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
1	-50614,8067	-7666,3346	86,84	13,15
2	-44129,7404	-6923,8155	86,43	13,56
3	-39013,1177	-6612,0546	85,50	14,49
4	-33599,5126	-5851,9254	85,16	14,83
5	-28203,1419	-5354,9336	84,04	15,95
6	-23046,3011	-4477,8961	83,73	16,26
7	-17937,9177	-3778,2582	82,60	17,39
8	-13111,4825	-2784,4069	82,48	17,51
9	-8365,8462	-1878,0054	81,66	18,33
10	-3811,4493	-775,8652	83,08	16,91

III.6.1.2 Sous charges horizontales :

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations $\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations $\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.4.Interactions sous charge horizontales.

Niveau	Chargement horizontal (KN)				Pourcentage du chargement horizontal (%)			
	Sens X-X		Sens Y-Y		Sens X-X		Sens Y-Y	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
1	1147,606	1428,1737	846,2246	1845,9463	44,55	55,44	31,43	68,56
2	1649,3622	782,5927	1188,3541	1357,6903	67,82	32,17	46,67	53,32
3	1459,922	851,29	1139,6356	1267,1919	63,16	36,83	47,35	52,64
4	1524,4574	621,3419	1268,1475	961,2724	71,04	28,95	56,88	43,11
5	1278,0551	760,8222	1078,857	998,1087	62,68	37,31	51,94	48,05
6	1282,2197	454,8941	1151,3496	657,3362	73,81	26,18	63,65	36,34
7	960,3149	527,4801	894,0325	655,9686	64,54	35,45	57,67	42,32
8	894,9578	323,951	897,5055	397,1092	73,42	26,57	69,32	30,67
9	565,8764	322,0523	608,5219	379,1381	63,72	36,27	61,61	38,38
10	524,6356	134,1313	662,1958	301,0836	79,63	20,36	68,74	31,25

III.6.2 Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition du

RPA/2003 (Art 7.4.3.1) suivante :
$$\nu = \frac{N_{rd}}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Tel que :

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau III.5. Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	B (cm)	N_{rd} (KN)	ν	Observation
1	65 × 60	2802,3803	0.287	Vérifiée
2	65 × 60	2465,1645	0.252	Vérifiée
3	60 × 55	2192,4262	0,265	Vérifiée
4	60 × 55	1911,8447	0,231	Vérifiée
5	55 × 50	1585,0466	0.230	Vérifiée
6	55 × 50	1314,335	0.191	Vérifiée
7	50 × 45	1054,2723	0.187	Vérifiée
8	50 × 45	801,549	0.142	Vérifiée
9	45 × 40	548,7097	0.121	Vérifiée
10	45 × 40	301,9313	0.067	Vérifiée
11	45 × 40	105,0527	0.023	Vérifiée

L'effort normal réduit est donc vérifié à tous les niveaux.

III.6.3 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 du RPA99/2003 la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.6. Vérification de la résultante des forces sismique

Sens	$V_{statique}$ (KN)	0.8 $V_{statique}$ (KN)	$V_{dynamique}$ (KN)	Observation
X-X	2648.14	2118.512	2588.4326	Vérifiée
Y-Y	2329.08	1863.264	2714.812	Vérifiée

On remarque que la condition de la résultante des forces sismiques est vérifiée suivant les deux sens.

III.6.4 Vérification vis-à-vis des déplacements de niveau :

Selon le RPA99/2003 (Art5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage, Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{Avec} \quad \delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Tableau III.7. Vérification des déplacements relatifs.

niveau	h _k (cm)	Sens X_X					Sens Y-Y				
		δ _{ek} (cm)	δ _k (cm)	δ _{k-1} (cm)	Δ _k (cm)	Δ _k /h _k (%)	δ _{ek} (cm)	δ _k (cm)	δ _{k-1} (cm)	Δ _k (cm)	Δ _k /h _k (%)
11	306	1,540	7.7	7.463	0.237	0.077	1.387	6.935	6.555	0.38	0.11
10	306	1.493	7.463	6.951	0.512	0.167	1.311	6.555	5.96	0.595	0.19
9	306	1.390	6.951	6.337	0.614	0.2	1.192	5.96	5.305	0.655	0.21
8	306	1.267	6.337	5.627	0.71	0.23	1.061	5.305	4.6	0.705	0.23
7	306	1.125	5.627	4.819	0.808	0.26	0.92	4.6	3.84	0.76	0.248
6	306	0.964	4.819	3.951	0.909	0.297	0.768	3.84	3.06	0.78	0.254
5	306	0.790	3.951	3.028	0.923	0.3	0.612	3.06	2.27	0.79	0.258
4	306	0.606	3.028	2.116	0.912	0.298	0.454	2.27	1.535	0.735	0.24
3	306	0.423	2.116	1.246	0.87	0.284	0.307	1.535	0.88	0.655	0.21
2	306	0.249	1.246	0.511	0.735	0.24	0.176	0.88	0.355	0.525	0.17
1	408	0.102	0.511	0	0.511	0.125	0.071	0.355	0	0.355	0.116

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

III.6.5 Justification vis à vis de l'effet P-Delta:

Selon le RPA99/2003 (Art 5.9), les effets du 2^o ordre (ou effet P – Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement, ils peuvent être négligé dans le cas des

bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1$$

Tableau III.8. Vérification de l'effet P- Δ

Niveau	$h_k(\text{cm})$	$P_k(\text{KN})$	sens x-x			sens y- y		
			$\Delta_k(\text{cm})$	$V_k(\text{KN})$	θ	$\Delta_k(\text{cm})$	$V_k(\text{KN})$	θ
11	306	501.864	0.237	91.4247	0.0042	0.38	97.9945	0.0063
10	306	5202.935	0.512	500.266	0.0174	0.595	569.4949	0.0177
9	306	10347.69	0.614	932.965	0.0222	0.655	1030.3909	0.0214
8	306	15645.19	0.71	1280.4977	0.0283	0.705	1377.523	0.0261
7	306	20942.7	0.808	1572.8069	0.0351	0.76	1674.9373	0.0310
6	306	26411.31	0.909	1829.5001	0.0428	0.78	1944.8038	0.0346
5	306	31882.85	0.923	2055.9707	0.0467	0.79	2176.038	0.0378
4	306	37497.68	0.912	2251.9425	0.0496	0.735	2366.2865	0.0380
3	306	43150.73	0.87	2417.4483	0.0507	0.655	2528.4916	0.0365
2	306	48248.71	0.735	2521.8541	0.0459	0.525	2637.9725	0.0313
1	408	55307.87	0.511	2588.4326	0.0267	0.355	2714.821	0.0177

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci- dessus, on remarque que la condition $\theta_k < 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet (P- Δ) peuvent être négligés.

III.7 Conclusion :

Après plusieurs essais de disposition des voiles et augmentation des dimensions des poutres par rapport au premier dimensionnement, on a pu satisfaire les conditions exigées par le RPA99/2003. Les dimensions définitives des poutres sont :

- Poutre principale : (40 × 45)
- Poutre secondaire : (35 × 40)

IV.1 Introduction :

Une construction résiste aux charges gravitaires et sismique grâce à ses éléments porteurs principaux, constitués de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Pour cela, ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, ferrillés et bien disposés.

Les éléments constructifs abordés dans ce chapitre sont :

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et aux efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

IV.2 Etude des poutres :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **ETABS 2016**, combinée par les combinaisons les plus défavorables qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA99/2003** suivantes :

$$\begin{array}{lll}
 1.35G+1.5Q & ; & G+Q & ; & G+Q+E \\
 G+Q-E & ; & 0.8G+E & ; & 0.8G-E
 \end{array}$$

IV.2.1 Recommandation du RPA99/Version 2003

IV.2.2 Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1):

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.

IV.2.3 Armatures transversales (Art 7.5.2.2):

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 . s . b$

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum de $(h/4, 12\emptyset)$
- En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$

Avec \emptyset le plus petit diamètre des barres utilisées.

IV.2.4 Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niv	Poutres	Section (cm ²)	Local	M (KN.m)	V (KN)	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adopté} (cm ²)
Entre sol	P.S	35 × 40	Appui	-67,118	102.6	7	4.72	3HA14+1HA12=5.75
			Travée	55,8835	8		3.911	3HA14=4.62
	P.P	40 × 45	Appui	-108,913	104.4	9	9.27	3HA16+3HA14=10.65
			Travée	63,7963	6		5.21	3HA14+1HA12=5.75
Etage courant	P.S	35 × 40	Appui	-100,681	127.8	7	8.50	6HA14=9.24
			Travée	85,668	3		7.13	3HA14+3HA12=8.01
	P.P	40 × 45	Appui	-127,427	132.4	9	8.00	6HA14=9.24
			Travée	97,2014	3		6.03	3HA14+2HA12=6.88
Terrasse	P.S	35 × 40	Appui	-66,0987	73.04	7	4.72	3HA14+1HA12=5.75
			Travée	44,4034			3.57	3HA14=4.62
	P.P	40 × 45	Appui	-88,2763	84.62	9	6.33	3HA14+2HA12=6.88
			Travée	60,839	0		4.30	3HA14+1HA12=5.75

IV.2.5 Vérification des armatures selon RPA99/2003 : Chapitre III

IV.2.5.1 Pourcentage maximale d'armatures longitudinales dans les sections :

➤ Poutres principales

En zone courante : $A_{max}=4\% \times b \times h=63 \text{ cm}^2 > A_{cal} \dots \dots \dots$ Vérifier

En zone de recouvrement : $A_{max}=6\% \times b \times h=94,5 \text{ cm}^2 > A_{cal} \dots \dots \dots$ Vérifier

➤ Poutres secondaires :

En zone courante : $A_{max}=4\% \times b \times h=56 \text{ cm}^2 > A_{cal} \dots \dots \dots$ Vérifie

En zone de recouvrement : $A_{max}=6\% \times b \times h=84 \text{ cm}^2 > A_{cal} \dots \dots \dots$ Vérifier

IV.2.5.2 Les longueurs de recouvrement :

En zone II selon le RPA99 (Art 7.5.2.1), la longueur de recouvrement est donnée par la formule suivante : $L_r > 40 \times \emptyset$

$\emptyset = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 65 \text{ cm}$; $\emptyset = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 60 \text{ cm}$; $\emptyset = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 50 \text{ cm}$

IV.2.5.3 Les armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donné par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

- **Poutres principales** $\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1.2; 1.28; 3,5)$
- **Poutres secondaires** $\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1,14; 3)$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres

IV.2.5.4 Calcul des espacements des armatures transversales :

Les espacements sont calculés selon les recommandations du RPA (Art 7.5.2.2).

- **Poutres principales**

Zone nodale: $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}\right) \rightarrow S_t=10 \text{ cm}$; Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t=15\text{cm}$.

- **Poutres secondaires**

Zone nodale: $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}\right) \rightarrow S_t=8 \text{ cm}$; Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t=15\text{cm}$.

IV.2.6 Vérification à l'ELU :

IV.2.6.1 Condition de non fragilité :

$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 2,03\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée.

IV.2.6.2 Contrainte tangentielle maximale :

La condition qu'on doit vérifier est la suivante : $\tau = \frac{v}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5\text{MPa}\right)$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau IV. 1. Vérification des contraintes tangentielles des poutres

Poutres	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ (MPa)	Observation
Principales	132.43	0.788	3.33	Vérifiée
Secondaires	127.83	0.98	3.33	Vérifiée

IV.2.6.3 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$\text{Appuis de rives : } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \quad ; \quad \text{Appuis intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après

Tableau IV. 2. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement des poutres

Poutres	A _L (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{int} (cm ²)	Observation
Principale	10.65	132.43	127,427	3.80	-5.88	Vérifiée
Secondaires	9.24	127.83	100,681	3.67	-5.01	Vérifiée

IV.2.7 Vérification à l'ELS :

IV.2.7.1 Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4. Vérification de l'état limite de compression

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation σ _{bc} < σ̄ _{bc}
Poutre principale	Appuis	88,0656	155639.04	15.554	8.81	15	Vérifié
	Travée	55,2948	112439.23	13.06	6.42	15	Vérifié
Poutre secondaire	Appuis	73,9001	105241.81	13.61	9.55	15	Vérifié
	Travée	62,9696	94828.54	12.87	8.54	15	Vérifié

IV.2.7.2 Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

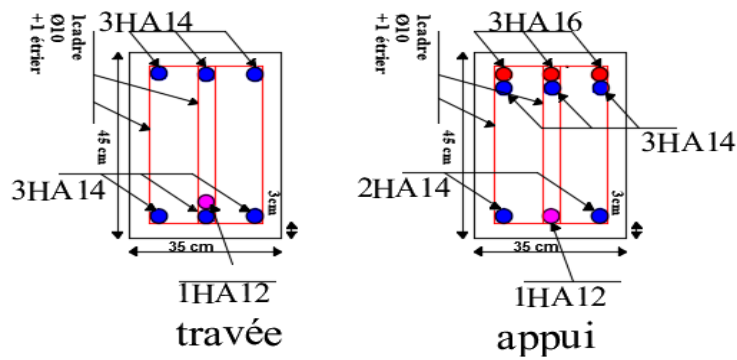
$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Tableau IV.5. Vérification de l'état limite de déformation

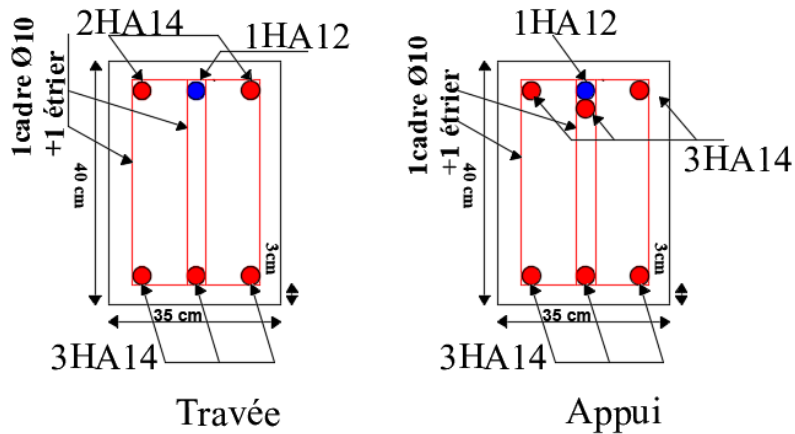
	h (cm)	b (cm)	L (cm)	A _s (cm)	$\frac{h}{l}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	45	35	6	6.88	0.075	0.056	0.0046	0.0105	vérifiée	vérifiée	vérifiée
PS	40	35	4.75	6.88	0.084	0.056	0.0061	0.0105	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

IV.2.8 Schémas de ferrailage des poutres :



Figures IV.1. Schéma de Ferrailage de poutre principale de l'entre sol 1et2



Figures IV.2. Schéma de Ferrailage de poutre secondaires de l'entre sol 1et2

Le schéma de ferrailage des autres niveaux dans les annexes

IV.3 Etude des poteaux :

Les poteaux sont sollicités à la flexion composée, ils sont soumis à un moment de flexion M, un effort normal N et à un effort tranchant éventuel V. Ces efforts sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA99/V2003** qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots ELU \\ G + Q \dots \dots \dots ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max} \rightarrow M_{corr} \rightarrow A_1 \\ M_{max} \rightarrow N_{corr} \rightarrow A_2 \\ N_{min} \rightarrow M_{corr} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

IV.3.1 Recommandations du RPA99.V2003 :

IV.3.1.1 Armatures longitudinale RPA99.V2003 (art 7.4.2.1):

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- ✓ Leur pourcentage minimal sera de :
0.8% de la section du béton en zone II
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
4% de la section du béton en zone courante
6% de la section du béton en zone de recouvrement
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :
40∅ en I et II
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone I et II

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques)

La zone nodale est définie par l' et h' tel

$$\text{que } \begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right) \end{cases}$$

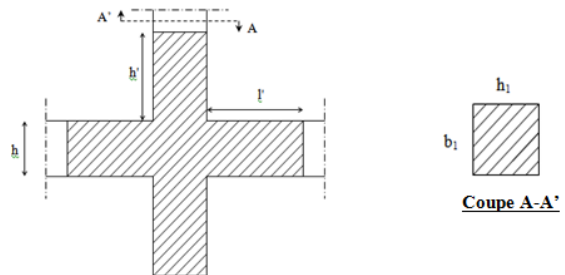


Figure IV.3. Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99.V2003** sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Ferrailage longitudinal des poteaux :

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Entre sol 1 et 2	60 × 65	31.2	156	234
RDC et 1 ^{er} étage	55 × 60	26.4	132	198
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	50 × 55	22	110	165
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	45 × 50	18	90	135
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	40 × 45	14.4	72	180

IV.3.1.2 Armatures transversales (Art 7.4.2.2) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

- ✓ Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone I et II
- ✓ Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$ en zone I et II

Où ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

- ✓ $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$
- ✓ $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$

La quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$A_t = \begin{cases} 0.3\%(b_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\%(b_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Tel que : $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$

IV.3.2 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont tirées directement du logiciel **ETABS 2016**, les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.7. Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
Entre sol 1 et 2	2802,3803	73,1771	1253,1013	144,2964	23,3871	95,3335
RDC et 1 ^{er} étage	2192,4262	41,0125	627,7738	154,796	212,2839	22,0773
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	1641,5766	-25,7643	965,617	118,8724	13,768	35,5754
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	1119,1601	17,7006	364,0409	98,7249	6,6792	33,6042
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	615,1362	27,7832	101,3201	60,6622	1,5019	27,358

IV.3.3 Calcul du ferrailage :**IV.3.3.1 Ferrailage longitudinales :****Tableau IV.8.** Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
Entre sol 1 et 2	60 × 65	5	31.2	16HA16=32.17
RDC et 1 ^{er} étage	55 × 60	4.6	26.4	8HA16+8HA14 = 28.4
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	50 × 55	4.2	22	8HA16+4HA14 =22.24
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	45 × 50	3.8	18	12HA14 = 18.47
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	40 × 45	3.4	14.4	4HA14+8HA12 = 15.21

IV.3.3.2 Ferrailage transversal :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux :

Tableau IV.9. Ferrailage transversal des poteaux

Section (cm ²)	ϕ_t^{min} (cm)	l_f (cm)	λ_g	V (KN)	l_r (cm)	$t_{z,nodale}$ (cm)	$t_{z,cour}$ (cm)	A_t (cm ²)	A_t^{min} (cm ²)	A_t^{adop} (cm ²)
60 × 65	1.6	285.6	4.39	306,98	70	10	15	6.64	4.07	6HA12=6.79
55 × 60	1.2	214.2	3.57	302,39	50	10	15	7.08	5.42	6HA12+1HA10=7.58
50 × 55	1.4	214.2	3.89	225,35	60	10	15	5.76	4.33	6HA12=6.79
45 × 50	1.4	214.2	4.28	208,91	60	10	15	5.87	3.24	6HA12=6.79
40 × 45	1.2	214.2	4.76	139,27	50	10	15	4.35	2.16	6HA10=4.71

IV.3.4 Vérifications

IV.3.4.1 Vérification au flambement :

Selon le BAEL91 (art 8.2.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement)

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{BAEL (Art : B.8.2.1)}$$

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

Tableau IV.10. Vérification de l'effort normal ultime

Niveau	Section (m)	l_0 (m)	l_f	i (m)	λ	A	As (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{max} (KN)	N _u (KN)
1	60 × 65	3.63	2.541	0.173	14.68	0.82	32.17	3654	2.80	6.46
2	60 × 65	2.61	1.827	0.173	10.55	0.834	32.17	3654	2.46	5.64
3 + 4	55 × 60	2.61	1.827	0.180	10.15	0.830	26.27	3074	2.19	5.483
5 + 6	50 × 55	2.61	1.827	0.189	9.667	0.837	22.24	2544	1.64	4.59
7 + 8	45 × 50	2.61	1.827	0.20	9.135	0.838	18.47	2064	1.11	3.741
9+10+11	40 × 45	2.61	1.827	0.212	8.618	0.839	15.21	1634	0.61	2.982

D'après les résultats obtenus il ne y'a pas de risque de flambement.

IV.3.4.2 Vérification des contraintes de compression :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement. Cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau. On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq (\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa)$; $\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \left(\frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v \right)$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + [15 \times A \times (d - v)^2] + [15 \times A' \times (v - d')^2]$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \quad v' = h - v ; \quad d = 0.9 \times h$$

$$\text{On a} \quad A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 \quad \text{et} \quad v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.11. Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
1 + 2	60×65	58.5	32.17	35.36	29.64	0.017	2042.57	61.83	5.35	15
3 + 4	55×60	54	26.27	32.56	27.44	0.012	1599.48	47.98	4.98	15
5 + 6	50×55	49.5	22.24	29.88	25.12	0.009	1198.1	69.74	4.59	15
7 + 8	45×50	45	18.47	27.19	22.81	0.006	816.53	44.79	3.83	15
9 + 10 + 11	40×45	40.5	15.21	24.52	20.48	0.004	448.41	47.07	2.87	15

IV.3.4.3 Vérification aux sollicitations tangentes :

D’après le **RPA99/2003 (art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite

suivante :
$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \quad , \quad \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec
$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} ; \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.12. Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	D (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	τ _{adm} (MPa)
1	60 × 65	2.541	4.23	0.04	62	306.98	0.82	1
2	60 × 65	1.827	3.04	0.04	62	306.98	0.82	1
3 + 4	55 × 60	1.827	3.32	0.04	57	302.39	0.96	1
5 + 6	50 × 55	1.827	3.65	0.04	52	225.35	0.95	1
7 + 8	45 × 50	1.827	4.06	0.04	47	208.91	0.98	1
9 + 10 + 11	40 × 45	1.827	4.56	0.04	42	139.27	0.82	1

IV.3.5 Schémas de ferrailage des poteaux :

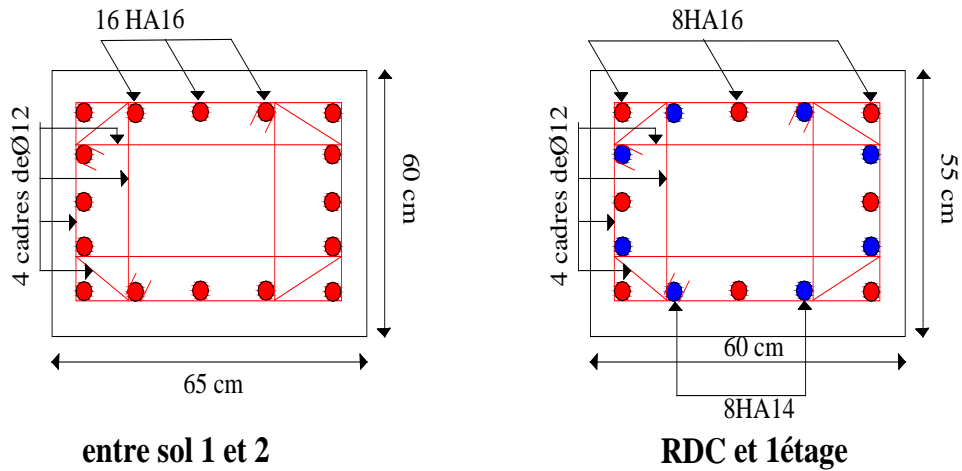
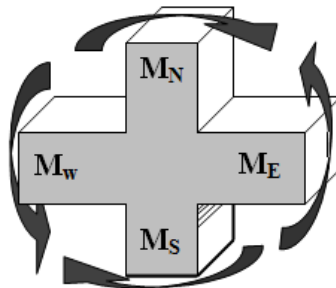


Figure IV.4. Schéma de ferrailage de l'entre sol 1,2 et RDC, 1^{er} étage

IV.3.6 Vérification de la zone nodale :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier : $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + ||M_e||)$



Figures IV.5. Zone nodale

IV.3.7 Détermination des moments résistants :

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement : des dimensions de la section du béton, la quantité d'armatures dans la section et de la contrainte limite élastique des aciers.

On a: $M_R = z \times A_s \times \sigma_s$

Avec : $z = 0.9h$, $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ et $\gamma_s = 1.15$ (cas le plus défavorable).

IV.3.7.1 Moment résistant dans les poteaux :

Tableau IV.13.Moment résistant dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
Entre sol 1 et 2	60 × 65	58.5	10.05	385.04
RDC et 1 ^{er} étage	55 × 60	54	9.11	171.11
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	50 × 55	49.5	7.57	130.33
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	45 × 50	45	6.16	96.42
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	40 × 45	40.5	5.34	75.22

IV.3.7.2 Moment résistant dans les poutres :

Tableau IV.14.Moment résistant dans les poutres

Niveaux	Local	Section (cm ²)	z (m ²)	A _s (m ²)	M _R (KN.m)
Entre sol 1 et 2	P.P	35 × 45	40.5	10.65	150.1
	P.S	35 × 40	36	5.75	72.04
Etages courants	P.P	35 × 45	40.5	9.24	130.23
	P.S	35 × 40	36	9.24	115.76
Terrasse inaccessible	P.P	35 × 45	40.5	6.88	96.97
	P.S	35 × 40	36	5.75	72.06

IV.3.8 Vérification de la zone nodale dans les différents étages :

Tableau IV.15. Vérification de la zone nodale

Niveaux	poutres	M _w = M _e	1.25 (M _w + M _e)	M _n = M _s	M _n + M _s	observation
Entre sol 1+ entre sol 2	PP	150.1	375.25	385.04	770.08	Vérifiée
	PS	72.04	180.1	385.04	770.08	Vérifiée
RDC+1 ^{er} étage	PP	130.23	325.57	171.11	342.22	Vérifiée
	PS	115.76	289.4	171.11	342.22	Vérifiée
2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	PP	130.23	325.57	130.33	260.66	Vérifiée
	PS	115.76	289.4	130.33	260.66	Vérifiée
4 ^{ème} +5 ^{ème} étage	PP	130.23	325.57	96.42	192.84	Vérifiée
	PS	115.76	289.4	96.42	192.84	Vérifiée
6 ^{ème} étage	PP	130.23	325.57	75.22	150.44	Vérifiée
	PS	115.76	289.4	75.22	150.44	Vérifiée
7 ^{ème} étage	PP	96.97	242.42	75.22	150.44	Vérifiée
	PS	72.06	180.15	75.22	150.44	Vérifiée

IV.4 Etude des voiles :

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité). Ils sont sollicités à la flexion composée avec cisaillement et calculés sous les combinaisons suivantes :

- Situation durable selon CBA (1.35G + 1.5Q)

- Situation accidentelle selon RPA99/2003 (G+Q+E et 0.8G+E)

Il existe deux types de voiles ayant des comportements différents :

Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$; Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

IV.4.1 Recommandation du RPA

IV.4.1.1 Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles.

Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- $A_{\min} = 0,2\% \times L_t \times e$. Avec : (L_t : longueur de la zone tendue ; e : épaisseur du voile).

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $St < e$ (e : épaisseur de voile).

-A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur ($l/10$)de la largeur du voile.

-Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

IV.4.1.2 Armatures Horizontal :

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

IV.4.1.3 Armatures Transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m².

IV.4.1.4 Règles communes RPA99 version 2003 (Art.7.7.4.3)

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- ✓ Globalement dans la section du voile 0,15 %
- ✓ En zone courante 0,10 %
- L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $St \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

1) $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

2) $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec } V = 1,4Vu$$

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

IV.4.1.5 Exemple de calcul :

Les sollicitations de calcul sont tirées du logiciel **SAP2000 V14**, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

TableauIV.16. Sollicitation maximales du voile Vx1

Etage	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V(KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	
Entre sol 2	-1188.041	-51.8558	-1085.461	-1282.84	-354.5652	157.0621	-398.917

IV.4.1.6 Ferrailages du voiles Vx1 :

Le calcul de ferrailage se fera sous M_{\max} et N_{cor} , à la flexion composée pour une section ($e \times l$).

La section trouvée (A) sera comparée avec la section minimale (A_{\min}) du **RPA99** et le ferrailage choisis est le plus défavorable entre les deux sections.

Données : $M_{\max} = -1282.84 \text{ KN}$; $N_{\text{cor}} = -1085.461 \text{ KN.m}$.

$$l = 2.1 \text{ m} ; e = 0.2 \text{ m} ; d = 2.05 \text{ m}.$$

$e_G = \frac{M}{N} = \frac{1282.84}{1085.461} = 1.18 > \frac{l}{2} = \frac{2.1}{2} = 1.05$ effort de compression et c en dehors de la section.

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$M_{uA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1282.84 + 1085.461 \times \left(2.05 - \frac{2.1}{2} \right) = 2368.3 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2368.3 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.05^2 \times 18.47} = 0.152$$

$$\mu_{bu} = 0.152 < \mu_1 = 0.391 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0.2$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.87$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = 31.66$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 37.39 \times 10^{-4} - \frac{1085.61 \times 10^{-3}}{400} = 4.52 \text{ cm}^2$$

- **Détermination des longueurs (tendes et comprimées) :**

$$\text{On a : } \begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases} ; \quad \sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_1 = \frac{1085.46 \times 10^{-3}}{0.42} + \frac{1282.84 \times 10^{-3}}{0.15435} \times 1.05 = 11.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{1085.46 \times 10^{-3}}{0.42} - \frac{1282.84 \times 10^{-3}}{0.15435} \times 1.05 = -6.14 \text{ MPa}$$

$$\text{donc : } l_t = \frac{6.14 \times 2.1}{11.31 + 6.14} = 0.73 \text{ m}$$

$$l_c = 2.1 - 2 \times 0.73 = 0.64 \text{ m}$$

- **Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :**

$$\text{On a : } \begin{cases} A_{min}^{Z.T} = 0.2\%(e \times l_t) = 0.2\%(20 \times 73) = 2.92 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^{Z.C} = 0.10\%(e \times l_c) = 0.10\%(20 \times 64) = 1.28 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Armatures minimales dans tout le voile**

$$\text{Selon le RPA99/V2003, on a : } A_{min} = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(20 \times 210) = 6.3 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des barres verticales et des barres horizontales**

$$S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures horizontales**

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e}$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 398.917 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.05} = 1.36 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_h = \frac{1.36 \times 0.2 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 1.7 \text{ cm}^2$$

Tableau IV.17.Ferraillage du voile Vx1

Niveau	Entre sol 1+2	RDC+1 ^{er} étage	2 ^{ème} + 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} + 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} + 7 ^{ème} étage
l (m)	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1
e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
N (KN)	1085.46	464,886	104.751	-37,24	-4,37
M (KN.m)	1282.84	475,0839	236.754	211,53	223,91
d (m)	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05
V (KN)	398.917	242.03	218.63	137.7	-83,09
τ (MPa)	1.36	0.82	0.74	0.47	0.28
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A^{cal}(cm²)	4.52	4.15	1.59	2.1	2,69
A^{min}(cm²)	6.3	6.3	6.3	6.3	6.3
I (cm⁴)	0.15435	0.15435	0.15435	0.15435	0.15435
v (m)	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
σ_1 (Mpa)	11.31	4.34	1.86	1.52	1,53
σ_2 (Mpa)	-6.14	-2.12	-1.36	-1.36	-1,51
l_t	0.73	0.69	0.88	0.98	1,04
l_c	0.64	0.712	0.32	0.12	0,014
A_{tendu}^{min} (cm²)	2.92	2.7	3.54	3.94	4.17
A_{comp}^{min} (cm²)	1.28	1.4	0.65	0.25	0.028
S_t (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_{vT/face}^{adop}$ (cm²)	10HA10=7.85	10HA10=7.85	10HA10=7.85	10HA10=7.85	10HA10=7.85
$A_{vC/face}^{adop}$ (cm²)	4HA8=2.01	4HA8=2.01	4HA8=2.01	4HA8=2.01	4HA8=2.01
A_h^{cal} (cm²)	1.7	1.03	0.93	0.58	0.53
A_h^{min} (cm²)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
A_h^{adop} (cm²)	2HA12=2.26	2HA12=2.26	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01

Tableau IV.18.Ferraillage du voile Vx2

Niveau	Entre sol 1+2	RDC+1 ^{er} étage	2 ^{ème} + 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} + 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} +7 ^{ème} étage
l (m)	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85
e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
N (KN)	-1036,0844	-231,9847	144,317	64,95	24,98
M (KN.m)	-935,9475	154,8682	145,25	128,35	149,7
d (m)	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8
V (KN)	-302,341	173.487	179,97	109,23	67,47
τ (MPa)	1,032	0.674	0,69	0,42	0,262
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A^{cal}(cm²)	2,03	-3,65	0,20	0,96	1,77
A^{min}(cm²)	5.55	5.55	5.55	5.55	5.55
I (cm⁴)	0.105	0.105	0.105	0.105	0.105
v (m)	0.925	0.925	0.925	0.925	0.925
σ_1 (Mpa)	11,04	1,99	1,66	1,30	1,38
σ_2 (Mpa)	-5,44	-0,73	-0,88	-0,95	1,25
l_t	0,61	0,49	0,643	0,78	0,87
l_c	0,62	0,85	0,56	0,28	0,094
A_{tendu}^{min} (cm²)	2.44	1.2	2.57	3.12	3.51
A_{comp}^{min} (cm²)	1.25	1.7	1.12	0.57	0.18
S_t (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_{vT/face}^{adop}$ (cm²)	8HA10=6.28	8HA10=6.28	8HA10=6.28	8HA10=6.28	8HA10=6.28
$A_{vC/face}^{adop}$ (cm²)	4HA8=2.01	4HA8=2.01	4HA8=2.01	4HA8=2.01	4HA8=2.01
A_h^{cal} (cm²)	1.29	0.84	0.87	0.53	0.32
A_h^{min} (cm²)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
A_h^{adop} (cm²)	2HA10=1.57	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01

Tableau IV.19. Ferrailage du voile Vy1

Niveau	Entre sol 1+2	RDC+1 ^{er} gétage	2 ^{ème} + 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} + 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} + 7 ^{ème} étage
l (m)	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2
e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
N (KN)	949.4935	816.5841	1139.5577	223.0581	376.8446
M (KN.m)	2269.6156	1100.4843	723.2896	300.6902	356.22077
d (m)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
V (KN)	619,5058	454,4104	362,9337	225,4585	148,7923
τ (MPa)	1.37	1	0.8	0.49	0.33
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A^{cal} (cm²)	7.64	-0.98	-8.58	-0.4	-1,860
A^{min} (cm²)	9.6	9.6	9.6	9.6	9.6
I (cm⁴)	0,5461	0,5461	0,5461	0,5461	0,5461
v (m)	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
σ_1 (Mpa)	8.13	4.5	3.90	1.22	1.63
σ_2 (Mpa)	-5.16	-1.948	-0.338	-0.53	-0.45
l_t	1.24	0.967	0.255	0.966	0.692
l_c	0.72	1.26	2.869	1.26	1.815
A_{tendu}^{min} (cm²)	4.972	3.86	1.02	3.86	2.78
A_{comp}^{min} (cm²)	1.428	2.53	5.37	2.53	3.61
S_t (m)	0.2	0.2	0.20	0.20	0.2
$A_{vT/face}^{adop}$ (cm²)	10HA10+2H A12=10.11	10HA10+2H A12=10.11	10HA10+ 2HA12=10.11	10HA10+ 2HA12=10.11	10HA10+ 2HA12=10.11
$A_{vC/face}^{adop}$ (cm²)	4HA8=2.01	4HA10=3.14	5HA12=5.65	4HA10=3.14	5HA10=3.93
A_h^{cal} (cm²)	1.72	1.26	1.01	0.64	0.413
A_h^{min} (cm²)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
A_h^{adop} (cm²)	2HA12=2.26	2HA12=2.26	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01

Tableau VI.20. Ferrailage du voile Vy2:

Niveau	Entre sol 1+2	RDC+1 ^{er} étage	2 ^{ème} + 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} + 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} + 7 ^{ème} étage
l (m)	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3
e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
N (KN)	1259,491	303,142	247,24	157,92	39,06
M (KN.m)	1091,233	192,8717	212,21	159,97	56,69
d (m)	2,25	2.25	2.25	2.25	2.25
V (KN)	327,21	-225,48	219,77	124,765	-70,71
τ (MPa)	1,018	0,7015	0,683	0,388	0.23
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A^{cal}(cm²)	-1,85	-1,64	-0,72	-0.2	0,133
A^{min}(cm²)	6.9	6.9	6.9	6.9	6.9
I (cm⁴)	0,2027	0,2027	0,2027	0,2027	0,2027
v (m)	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15
σ_1 (Mpa)	8,929	1,753	1,741	1,25	0,406
σ_2 (Mpa)	-3,452	-0,435	-0,66	-0,56	-0,23
l_t	0,641	0,457	0,636	0,714	0,846
l_c	1,017	1,385	1,026	0,87	0,607
A_{tendu}^{min} (cm²)	2.56	1.82	2.54	2.85	3.38
A_{comp}^{min} (cm²)	2.03	2.77	2.05	1.74	1.21
S_t (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_{vT/face}^{adop}$ (cm²)	10HA10=7.85	10HA10=7.85	10HA10=7.85	10HA10=7.85	10HA10=7.85
$A_{vC/face}^{adop}$ (cm²)	4HA10=3.14	4HA10=3.14	4HA10=3.14	4HA8=2.01	4HA8=2.01
A_h^{cal} (cm²)	1.27	0.87	0.85	0.48	0.27
A_h^{min} (cm²)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
A_h^{adop} (cm²)	2HA10=1.57	2HA18=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01	2HA8=1.01

IV.4.1.7 Schéma de ferrailage :

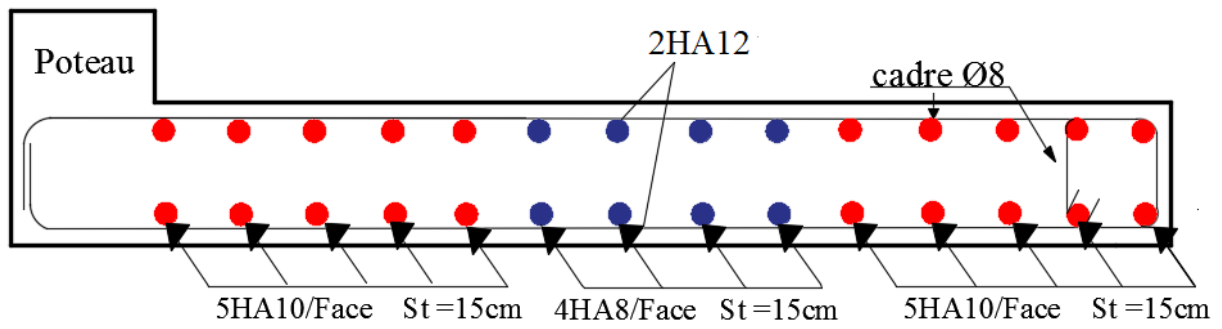


Figure IV.6. Schéma de ferrailage de voile Vx1

V.1 Introduction :

Infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par structure (poteaux, poutre, voiles, murs)

Cette transmission peut être directe (cas de semelles reposant sur sol ou cas de radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas de semelles sur pieux..).

V.2 Choix de type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants:

- La capacité portante du sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du sol résistant.
- Les Charges transmises au sol.
- La nature du sol.

Pour le choix de type de fondation, on vérifie d'abord pour les semelles isolées, puis pour les semelles filantes. Si les deux choix ne conviennent pas on passe au radier générale.

Selon **RPA 99(Art 10.1.4)**, les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

G + Q + E	0.8G ± E	ELU	ELS
-----------	----------	-----	-----

V.3 Les vérifications des types des fondations :

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Avec : N : l'effort normal du poteau le plus sollicité.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}$: Contrainte admissible du sol.

V.3.1 Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont rectangulaire à la base (b × h), donc les semelles sont rectangulaire (A × B)

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec :N est l'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel **ETABS2016**

S : surface d'appui de la semelle S =A×B

Ns = 2042.5729

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.65 \times 2042.5729}{0.60 \times 210}} = 3.24m$$

D'après le résultat, on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, et vu les distances entre les axes des poteaux dans deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas

V.3.2 Vérification semelle filante :

$$\frac{N}{S} \geq \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{7268.22}{210 \times 17.6} = 1.96m$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Ce choix ne convient pas.

V.3.3 Vérification radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- un mauvais sol.
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

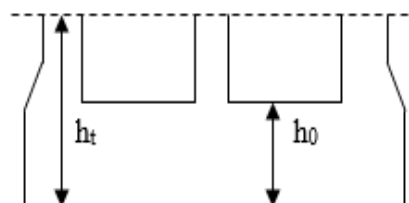
A. Pré dimensionnement :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

1) **La condition de coffrage :**

✓ **Nervure:** $h_t = \frac{l_{max}}{10} = \frac{600}{10} = 60cm$

✓ **Dalle:** $h_r = \frac{l_{max}}{20} = \frac{600}{20} = 30cm$



2) **La condition de rigidité :**

$$\begin{cases} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

Figure V.1.Dimension du radier

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : module d'élasticité du béton $E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$.

K : module de résistance du sol. (On un sol moyen donc $K=4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$).

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} \Rightarrow \begin{cases} h_t = 0.80 \\ I = 0.042 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_e = 3.40 \\ L_{\max} = 5.35m \end{cases} \quad \text{Vérfiée}$$

Alors on opte pour une hauteur du radier $h_t=30$ cm qui vérifie les deux conditions de coffrage et de rigidité. Et une hauteur de 80cm pour les nervures.

B. Surface de radier :

N_{ser} est charge totale transmise par la superstructure tirer à partir de **ETABS2016**

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 290.30m^2$$

La surface du bâtiment $S_{bat} = 504.78m^2$

On opte $S_{radier} = S_{bat} = 504.78m^2$

C. Vérifications :

1) Vérification de la poussée hydrostatique :

On fait cette vérification pour éviter le renversement de la structure sous l'effet de la poussée hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

Avec : F : Coefficient de sécurité = 1,5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 1.5 m

S : surface totale du bâtiment = 504.78m²

γ : Poids volumique 10kN/m³

$$11357.55 \text{ KN} < 60964.302 \text{ KN}$$

2) Vérification au poinçonnement :

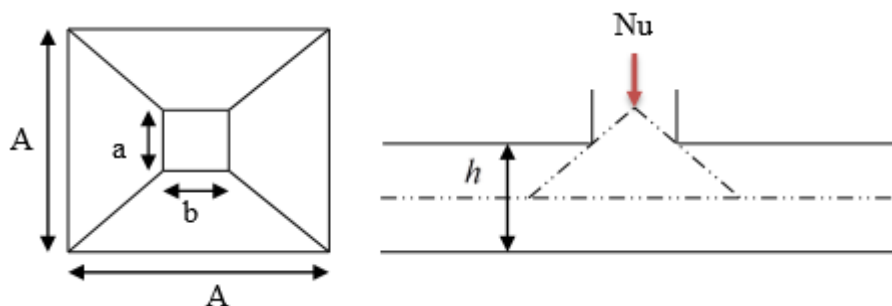


Figure VI.2.Présentation de zone d'impact de la charge compactée

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

Le poteau le plus sollicité est le poteau (70×70) cm², le périmètre d'impacte U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2(A \times B)$

Avec : μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier. $U_c = 2(A \times B)$

Q_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de radier.

$h = 30\text{cm}$.

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} \Rightarrow U_c = 5.7\text{m}$$

$$Q_u = 2042.5729 \text{ KN} < 0.045 \times 5.7 \times 0.8 \times (25/1.5) = 3420 \text{ KN}$$

3) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de $b = 1 \text{ m}$, de longueur $d = 0.9 * h_t = 0.72 \text{ m}$.

$$V_d = \frac{N \times L_{\max}}{2 \times S} = \frac{60964.302 \times 6 \times 1}{2 \times 504.78} = 362.34 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{362.37}{0.72} = 0.503 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Vérfiée}$$

4) Vérification des contraintes dans le sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

Il faut vérifier que : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$ Avec $\sigma_{(\max,\min)} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$

N : L'effort normal dû aux charges verticales.

M_y, M_x : Moments sismiques à la base tiré du logiciel etabs2016, avec la combinaison G+Q+E.

On a : $I_x = 13478 \text{ m}^4$ et $X_G = 14.1 \text{ m}$; $I_y = 33541.8 \text{ m}^4$ et $Y_G = 8.95 \text{ m}$

$N = 60964.302 \text{ KN}$; $M_x = 58291,75 \text{ KN.m}$; $M_y = 55370,82 \text{ KN.m}$

Tableau V.1. Résumé des résultats (vérification des contraintes)

Sens	σ_{\max}	σ_{\min}	σ_{moy}	Observation
X-X	0.136	0.105	0.128	Vérfiée
Y-Y	0.117	0.062	0.149	Vérfiée

5) Vérification de la stabilité au renversement :

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$ **RPA99** (Article 10.1.5)

Sens X-X $e = \frac{58291.75}{60964.302} = 0.95 \text{ m} < \frac{28.2}{4} = 7.05\text{m}$ vérifiée

Sens Y-Y $e = \frac{55370.82}{60964.302} = 0.908 \text{ m} < \frac{17.60}{4} = 4.40\text{m}$ vérifiée

V.3.4 calcul du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Calcul poids de radier : $G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.30 = 7.5 \text{ KN/m}^2$

V.3.4.1 Calcul les sollicitations :

$Q_u = \frac{N_U}{S_{radier}} + 1.35 G_0 = \frac{83362.39}{504.78} + 1.35 \times 7.5 = 175.27 \text{ KN/ml}$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.15}{5.35} = 0.77 > 0.4 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0596 \\ \mu_y = 0.5440 \end{cases}$ *Annexe II*

En travée $\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 = 179.90 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 97.86 \text{ KN.m} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 79.04 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 18.7 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis $M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -46.49 \text{ KN.m}$

V.3.4.2 Calcul de ferrailage du radier :

La section à ferrailer est $1 \times 0.30 \text{ m}^2$. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2.Résumé des résultats du ferrailage du radier

Localisation	sens	M (KN.m)	Acalculé (cm ² /ml)	Aadopté (cm ² /ml)	S _t (cm)
Travée	x-x	152.92	17.69	9HA16=18.10	20
	y-y	83.18	9.24	9HA12=10.18	20
Appuis		89.95	9.76	9HA12=10.18	20

V.3.4.3 Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité:**

$\begin{cases} h_r > 12\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r = 2.77 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r = 2.40 \text{ cm}^2 \end{cases}$

➤ Effort tranchant

$$V_U = \frac{P_U \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 96.66 \text{ KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\delta_b} \times f_{c28} \rightarrow 0.276 \text{ MPa} < 1.67 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversal ne sont pas necessaries

V.3.4.4 Vérification à l'ELS :

➤ Vérification des contraintes :

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

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau V.3. Vérification des contraintes du radier

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M _t	124.92	10.84	290.86	15	240
	M _a	83.28	8.86	334.73	15	240
x-x / y-y	M _t	62.46	6.65	251.05	15	240

On remarque que $\sigma_s \text{ (MPa)} > \bar{\sigma}_s \text{ (MPa)} \Rightarrow$ la condition n'est pas vérifié.

Donc la solution est de recalculer la section de ferrailage à l'ELS.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha'}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}} ; \quad \alpha' = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha [0, 1] ; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$$

Tableau V.4. Section d'armature a l'ELS

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	β	α	A_{st}	A _{adopté} (cm ² /ml)
x-x	M _t	124.92	0.0071	0.434	22.54	8HA20
	M _a	83.28	0.0047	0.367	14.64	8HA16
x-x / y-y	M _t	62.46	0.0035	0.318	10.78	7HA16

Tableau V.5.Re-vérification des contraintes du radier

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
x-x	M_t	124.92	10,053	73,648	15	201.63	Vérifiée
	M_a	83.28	8.62	101,954	15	201.63	Vérifiée
x-x / y-y	M_t	62.46	7.67	120.51	15	201.63	Vérifiée

V.3.5 Schéma de ferrailage :

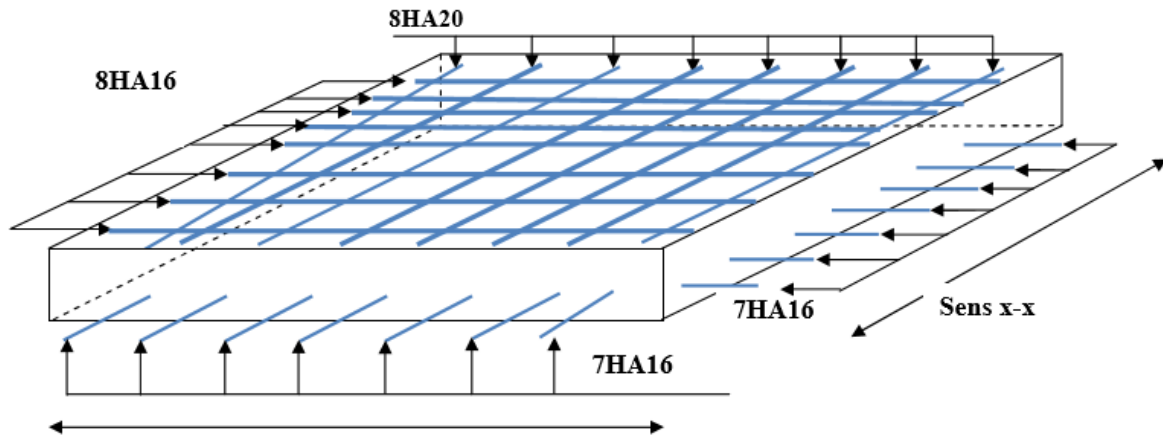


Figure V.3.Schéma de ferrailage du radier

V.4 Etude des nervures :

Les nervures sont des poutres, servant d'appuis pour la dalle du radier et la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure suivante :

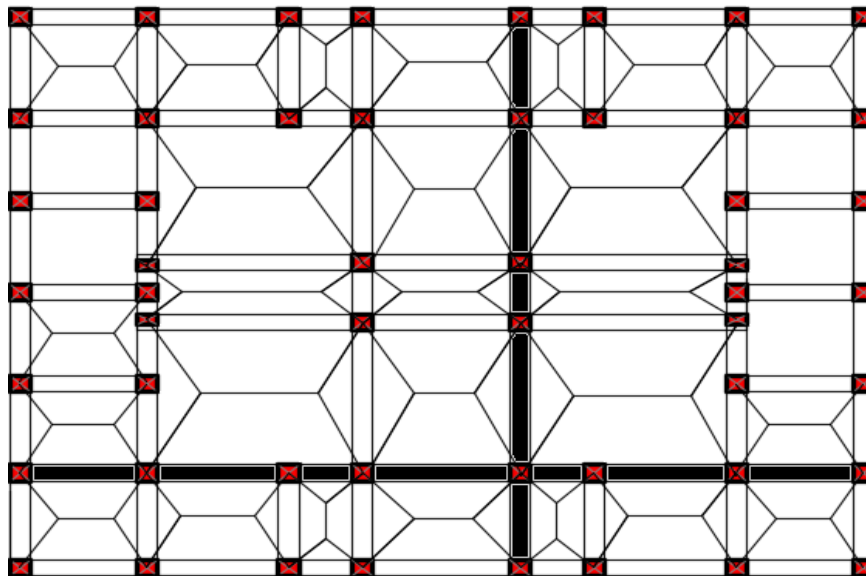


Figure V.4.Schémas de rupture de la dalle du radier

La transmission des charges est subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires). Pour simplifier les calculs, ces charges peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

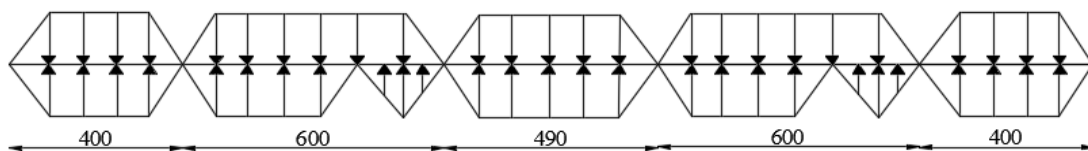
q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) L_{xd} \right]$	$P_m = \frac{2ql_x}{3}$ $P_v = \frac{1ql_x}{2}$

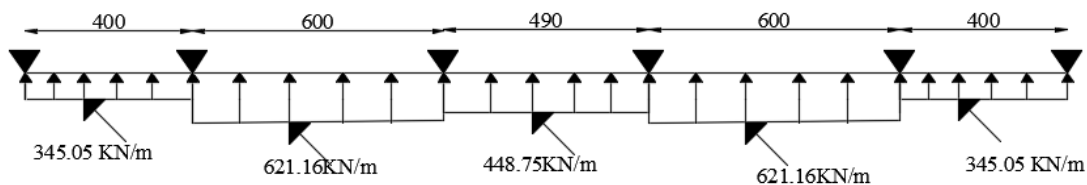
Avec : $q_u = 175.27 \text{ KN/m}^2$; $q_s = 128.27 \text{ KN/m}^2$

Sens X-X:

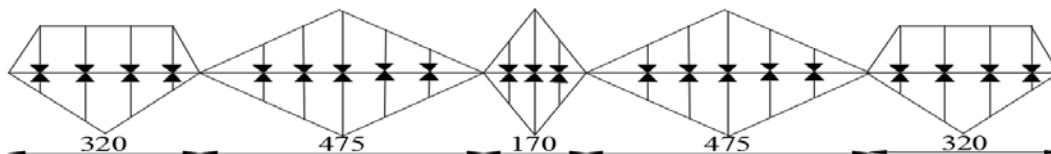


Sens X-X

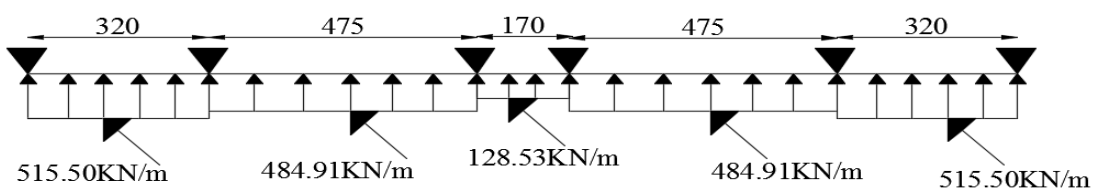
➤ Schéma statique équivalent :



Sens Y-Y :



➤ Schéma statique équivalent :



V.4.1 Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

$$\text{Moments aux appuis : } M_a = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

$$\text{Avec : Les longueurs fictives : } l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travée : Moment en travée : } M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \quad ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis gauche et droit respectivement

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.6. sollicitation sur la nervure

		M_U (KN.m)	M_S (KN.m)	V (KN)
X-X	Travée	1542.795	1129.082	1876.461
	Appuis	1291.505	945.173	
Y-Y	Travée	795.93	567.147	1345.24
	Appuis	834.35	641.874	

V.4.2 Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple.

$$h_t = 0.8\text{m}, h_r = 0.3\text{m}, b_0 = 0.65, d = 0.75\text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{215}{10}; \frac{535}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(215; 267) \quad \rightarrow \quad \text{Soit : } b_1 = 45\text{cm}$$

$$\text{Donc : } b = (b_1 \times 2) + b_0 = 100\text{cm}$$

Le moment équilibré par la table :

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14,2 \times 1 \times 0,30 \times \left(0,75 - \frac{0,30}{2}\right) = 2556 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 1542.795 < M_{tu} = 2556$$

L'axe neutre passe par la table de compression: calcul d'une section rectangulaire (b×h)

Sens y-y

D'une manière semblable au premier calcul.

$$b = 1.51\text{m.}$$

Tableau V.7.Ferrailage des nervures

Localisation		M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	CHOIX
X-X	Travée	1542.795	49.81	9.06	51.84	8HA25+4HA20
	Appui	1291.505	41.26	9.06	41.26	8HA20+4HA25
Y-Y	Travée	795.93	31.57	13.67	34.96	2HA25+8HA20
	Appui	834.35	33.56	13.67	34.96	2HA25+8HA20

V.4.3 Vérifications :

V.4.3.1 Vérification de l'effort tranchant :

$$V_g = \frac{q \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l} ; V_d = -\frac{q \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.8.Vérification de l'effort tranchant

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens x-x	1876.46	2.5	2.5	Vérifiée
Sens y-y	1345.24	1.18	2.5	Vérifiée

V.4.3.2 Armatures transversales :

Art (3.2.1) [6]

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right) = \min(2,28.;5;2,0) = 20\text{mm} \text{ Soit } \phi_t = 10\text{mm}.$$

V.4.3.3 Espacement des aciers transversaux :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{l\min}\right) \Rightarrow S_t = \min(20;12;20) = 12\text{cm} \text{ Soit } S_t = 10\text{cm}.$$

On prend $S_t=10\text{cm}$ en zone nodale et $S_t=15\text{cm}$ en travée

V.4.3.4 Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201\text{MPa}.$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.9. Vérifications des contraintes de à L'ELS

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)
x-x	travée	1129.082	25,43	2458915,455	11,676	15	331,844	201.63
	appui	945.173	24,02	2206864,359	10,289	15	327,493	201.63
y-y	travée	567.147	18,38	1993688,589	5,228	15	241,614	201.63
	appui	641.874	18,38	1993688,589	5,917	15	273,448	201.63

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on recalcule les armatures à l'ELS

Tableau V.10. Résumé des résultats (ferraillage des nervures)

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	β	α	A_{st}	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
x-x	M_t	1129.082	0.01	0.466	88.40	8HA32+5HA25= 88.89
	M_a	945.173	0.008	0.413	72.49	5HA25+6HA32=72.79
y-y	M_t	567.147	0.003	0.283	41.41	8HA20+4HA25=44.77
	M_a	641.874	0.04	0.296	47.09	6HA25+6HA20=48.3

Remarque : Après avoir augmenté la section des armatures a l'ELS et celle de la nervure, les conditions des contraintes de compression sur tous les niveaux (appuis et travées) sont vérifiées.

V.4.4 Schéma de ferraillage des nervures

- Sens X-X

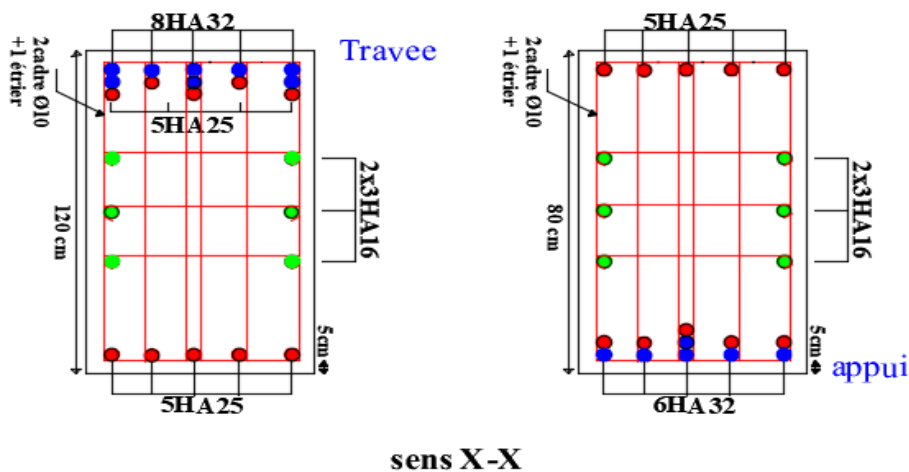


Figure V.5. Schémas de ferraillage des nervures sens X-X

➤ Sens Y-Y

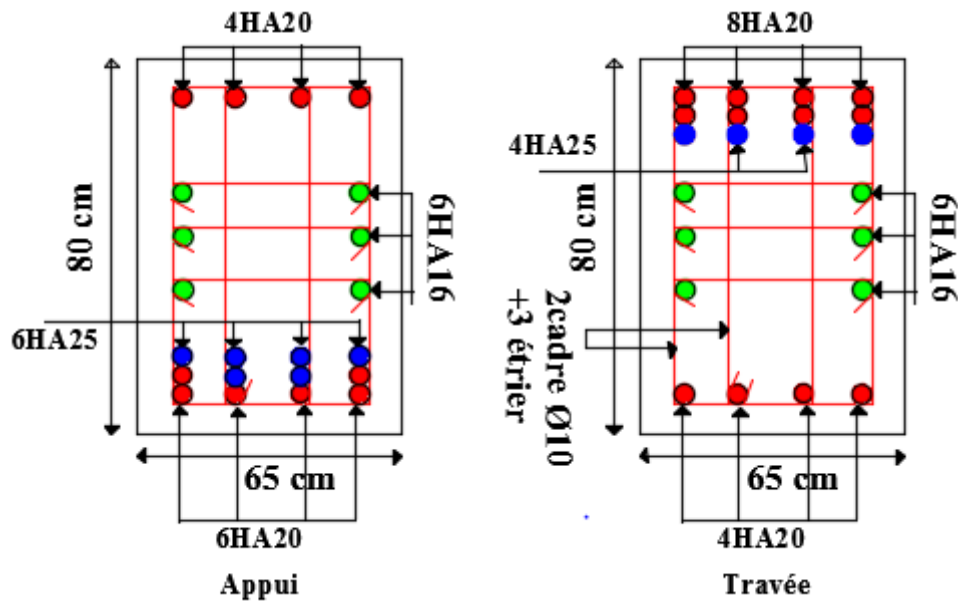


Figure V.6. Schémas de ferrailage des nervures sens Y-Y

V.5 Etude du mur adossé :

V.5.1 Introduction :

Le mur adossé est un ouvrage réalisé en béton armé, destiné à soutenir l'action des poussées des terres en équilibre stable.

Selon le RPA99, les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1 % dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

V.5.2 Dimensionnement du mur :

La hauteur $h=7.14$ m ; La longueur $L=4.9$ m ; L'épaisseur $e=20$ cm

V.5.3 Caractéristiques géotechniques du sol :

Le poids spécifique $\gamma_h = 21.7 \text{ KN} / \text{m}^3$; L'angle de frottement $\phi = 22^\circ$

La cohésion $c = 0.22$ bars

V.5.4 Evaluation des charges et surcharges : Le voile périphérique et soumis à

a. La poussée des terres :

$$G = (h \times \gamma \times tg^2(\frac{\pi - \phi}{4})) - 2 \times c \times tg(\frac{\pi - \phi}{4})$$

$$G = (7.14 \times 21.7 \times tg^2(\frac{\pi - 22}{4})) - 2 \times 0 \times tg(\frac{\pi - 22}{4}) = 70.49 \text{ KN / ml}$$

b. Surcharge accidentelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

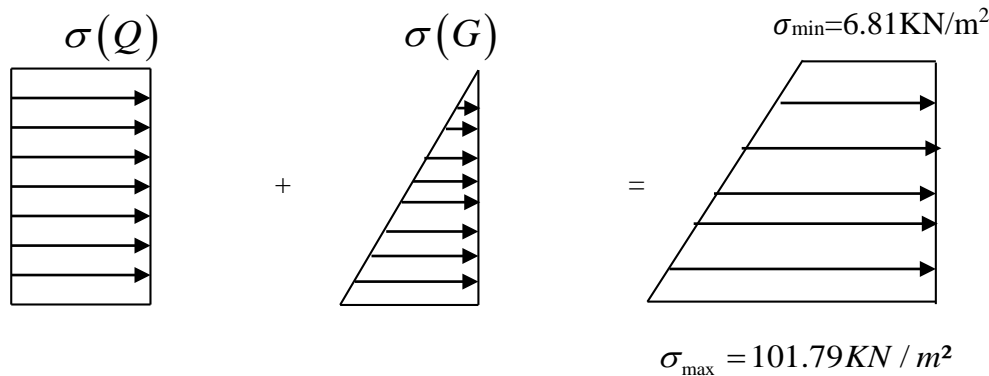
$$Q = q \times tg^2\left(\frac{\pi - \phi}{4}\right) = 4.54 \text{ KN / m}^2$$

V.5.5 Ferrailage du mur :

Le mur adossé sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée d'une contrainte moyenne tel que :

$$\sigma_{\max} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 101.97 \text{ KN / m}^2 \quad ; \quad \sigma_{\min} = 1.5 \times Q = 6.81 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 78.18 \text{ KN / m}^2 \quad ; \quad q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 78.18 \text{ KN / ml}$$



Figures V.7. Répartitions des contraintes sur les voiles

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable :

$$\begin{cases} L_x = 4.08 \text{ m} \\ L_y = 4.9 \text{ m} \end{cases} \quad ; \quad \begin{cases} b = 1 \text{ m} \\ e = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.83 > 0.4 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.6494 \end{cases} \quad \text{Annexe II}$$

$$M_0^x = 68.71 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_0^y = 44.62 \text{ KN.m}$$

Moment réels :

$$\text{En travées} \quad \begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 58.40 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 37.93 \text{ KN.m} \end{cases} \quad ; \quad \text{En appuis} \quad \begin{cases} M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -34.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$A_{\min} = 0.1\% \times b \times h \dots \dots \dots \text{Condition exigée par le RPA}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.11.Section des armatures du mur adossé

Localisation		M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	CHOIX
travée	x-x	58.40	10.00	2	10.78	7HA14
	y-y	37.93	6.327	2	6.79	6HA12
Appuis		34.35	5.705	2	6.79	6HA12

V.5.6 Vérification a l'ELU :

a. ELU :

➤ **Condition de non fragilité:**

$$\left\{ \begin{array}{l} h_r > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r = 1.73cm^2 \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r = 1.6cm^2 \end{array} \right.$$

➤ **Effort tranchant :**

$$V_U = \frac{P_U \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 107.65KN$$

$$\tau_{max} = \frac{V_{max}}{b \times d_x} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\delta_b} \times f_{c28} \rightarrow 0.59MPa < 1.67MPa$$

Donc les armatures transversal ne sont pas necessaries

b. ELS :

$$\rho = 0.83 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0956 \\ \mu_y = 0.7518 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_0^x = 91.90KN.m \\ M_0^y = 69.09KN.m \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_t^x = 78.11KN.m \\ M_t^y = 58.72KN.m \\ M_a^x = -45.95KN.m \end{array} \right.$$

V.5.7 Vérification des contraintes :

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240MPa.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau V.12.Résumé des résultats (Vérification des contraintes)

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M _t	78.11	12.839	15	70.198	201.63
	M _a	58.72	13.582	15	138.725	201.63
y-y	M _t	45.95	10.617	15	108.445	201.63

V.5.8 Schéma de ferrailage du mur adossé

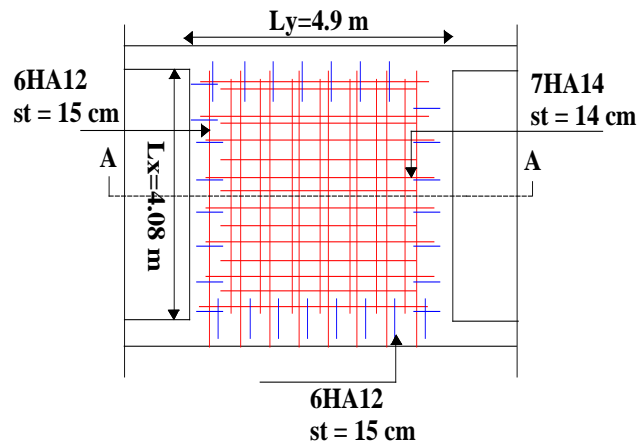


Figure V.8. Schéma de ferraille du mur adossé

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude nous a permis, d'une part, de faire une synthèse de toutes les connaissances théoriques acquises le long de notre formation, et d'autre part, d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et l'étude des structures même sur la pratique des logiciels tel que l'ETABS 2016 et L'AUTOCAD.

Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusion dont les plus importantes sont :

- Le bon comportement de la structure dépend de plusieurs facteurs mais essentiellement de la forme architecturale de cette dernière.
- Ce comportement est lié directement à la disposition des voiles qui permet la réduction des efforts internes et l'effet de cisaillement.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, l'effet du second d'ordre (Effet P-delta) doit être vérifier.
- Afin d'éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, il est impératif de vérifier les moments résistants au niveau des zones nodales.
- Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important pouvant être caractérisé en jouant sur le choix de la section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Bibliographie

Document Technique Réglementaire DTR BC 2.48 « Règles Parasismiques Algérienne RPA 99 version 2003 ».

Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).

Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (Code de Béton Armé (CBA 93).

DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ».

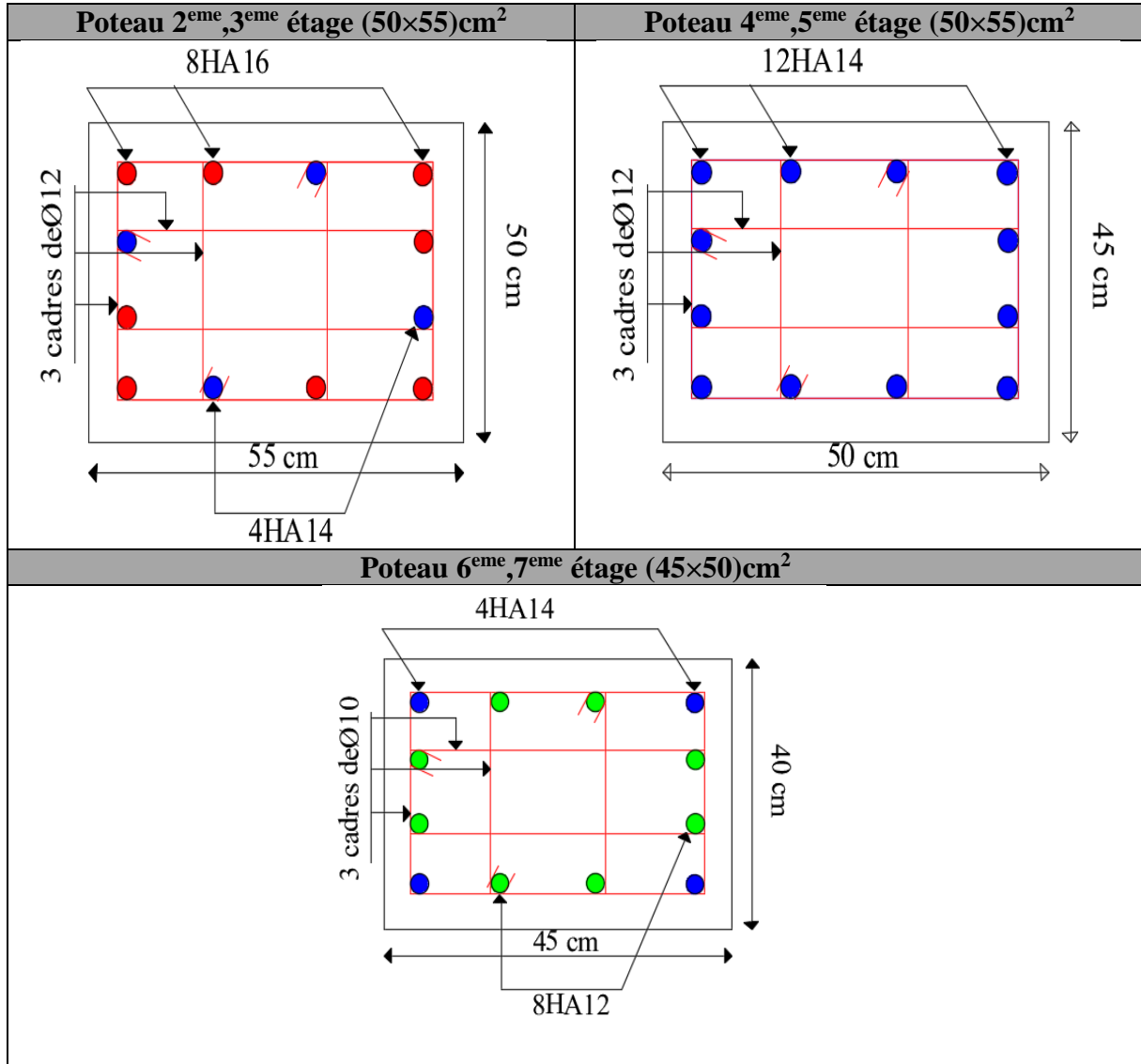
Cours de Béton Armé : 3^{ème} année et Master 1.

Anciens mémoires de fin d'étude.

Logiciels utilisés :

- ETABS 2016.
- Socotec .
- AUTOCAD.

Ferraillage Poteaux



Ferrailage les poutres

		En travée	En appui
Etage courant			
Poutres principales			
Poutres secondaires			
Terrasse inaccessible			
Poutres principales			
Poutres secondaires			

Annexe 1

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \varepsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

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

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_1$$

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

NON

OUI

OUI

NON

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

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

Annexe 2

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 3

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$L_x \times L_y$

Avec $L_x < L_y$.

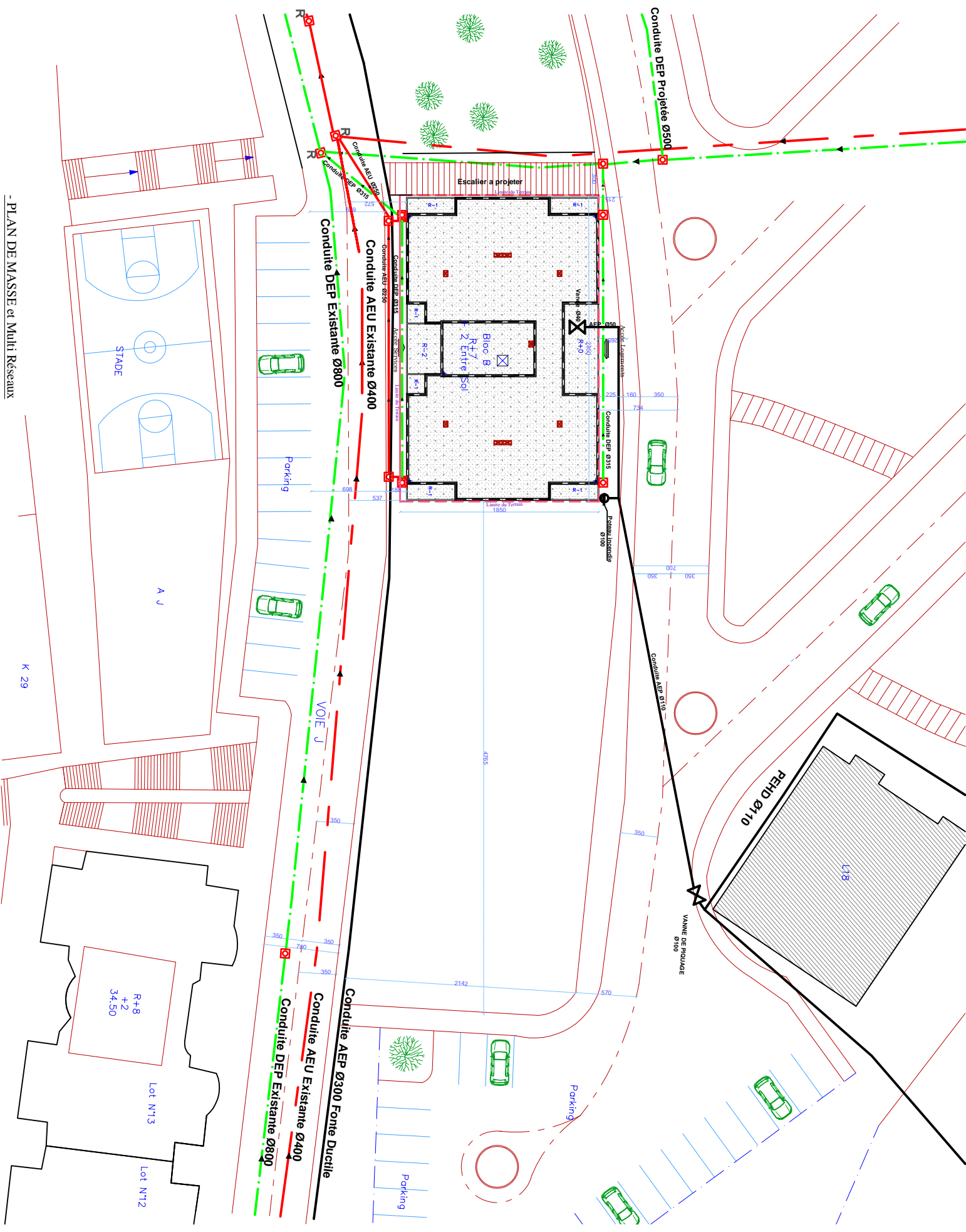
$\rho = 0.8$

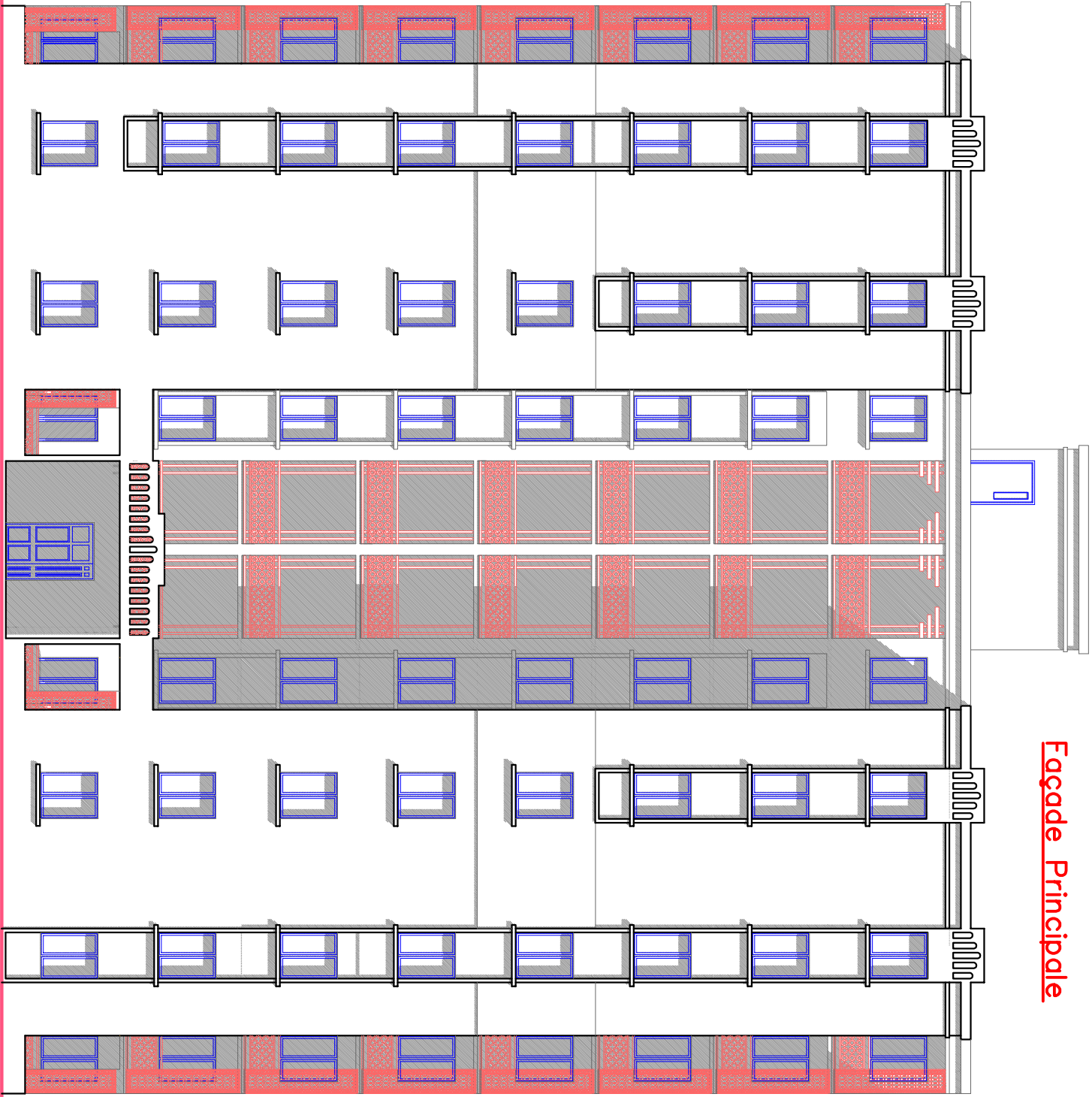
u/Lx v/Ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077
	0.1	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077
	0.2	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075
	0.3	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073
	0.4	0.203	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069
	0.5	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066
	0.6	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061
	0.7	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057
	0.8	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053
	0.9	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049
	1.0	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045
Valeur de M₂	0.0	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095
	0.1	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083
	0.2	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070
	0.3	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061
	0.4	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058
	0.5	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047
	0.6	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043
	0.7	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038
	0.8	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033
	0.9	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029
	1.0	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027

Annexe 4

Tableau des Armatures
(en cm²)

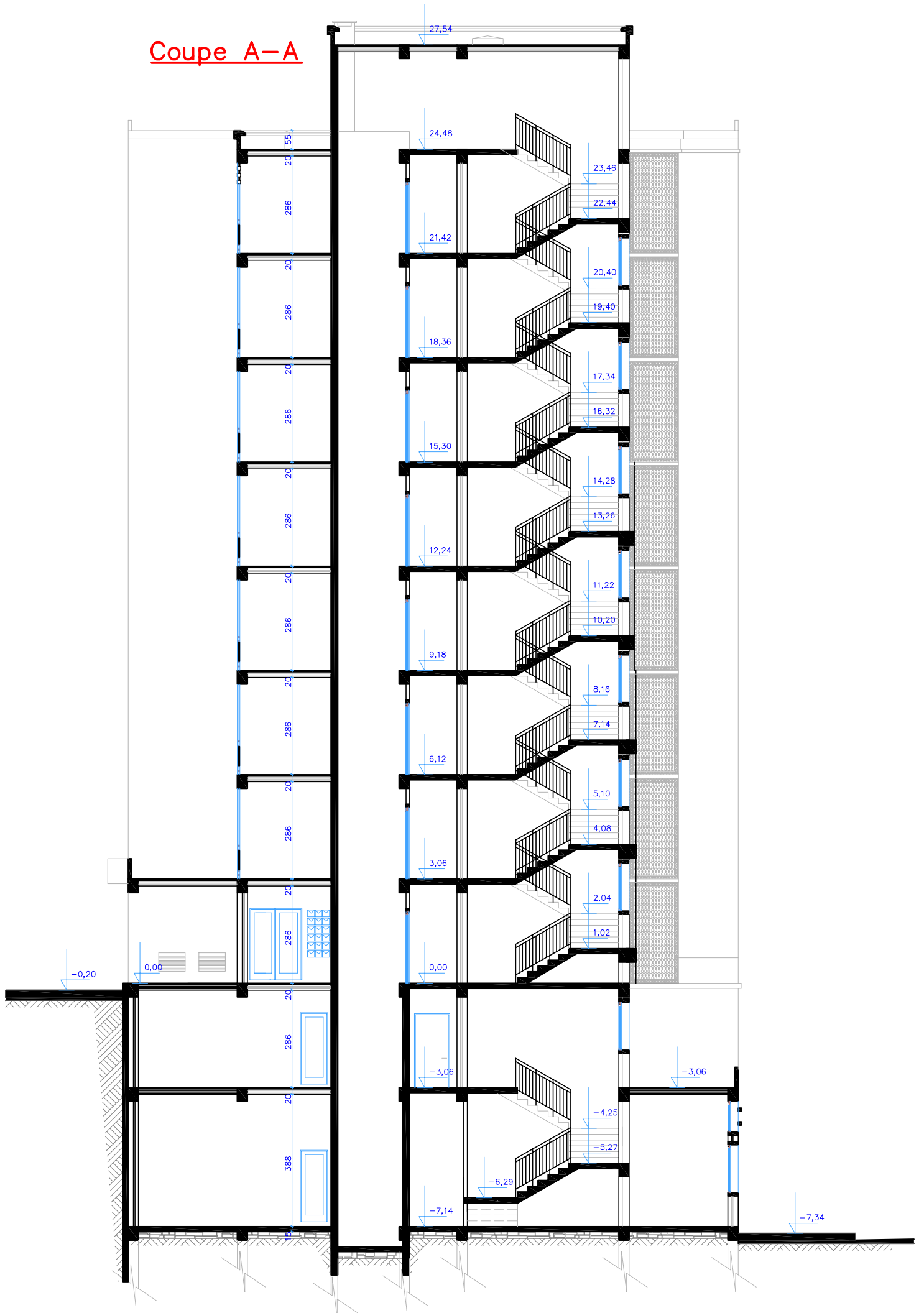
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33



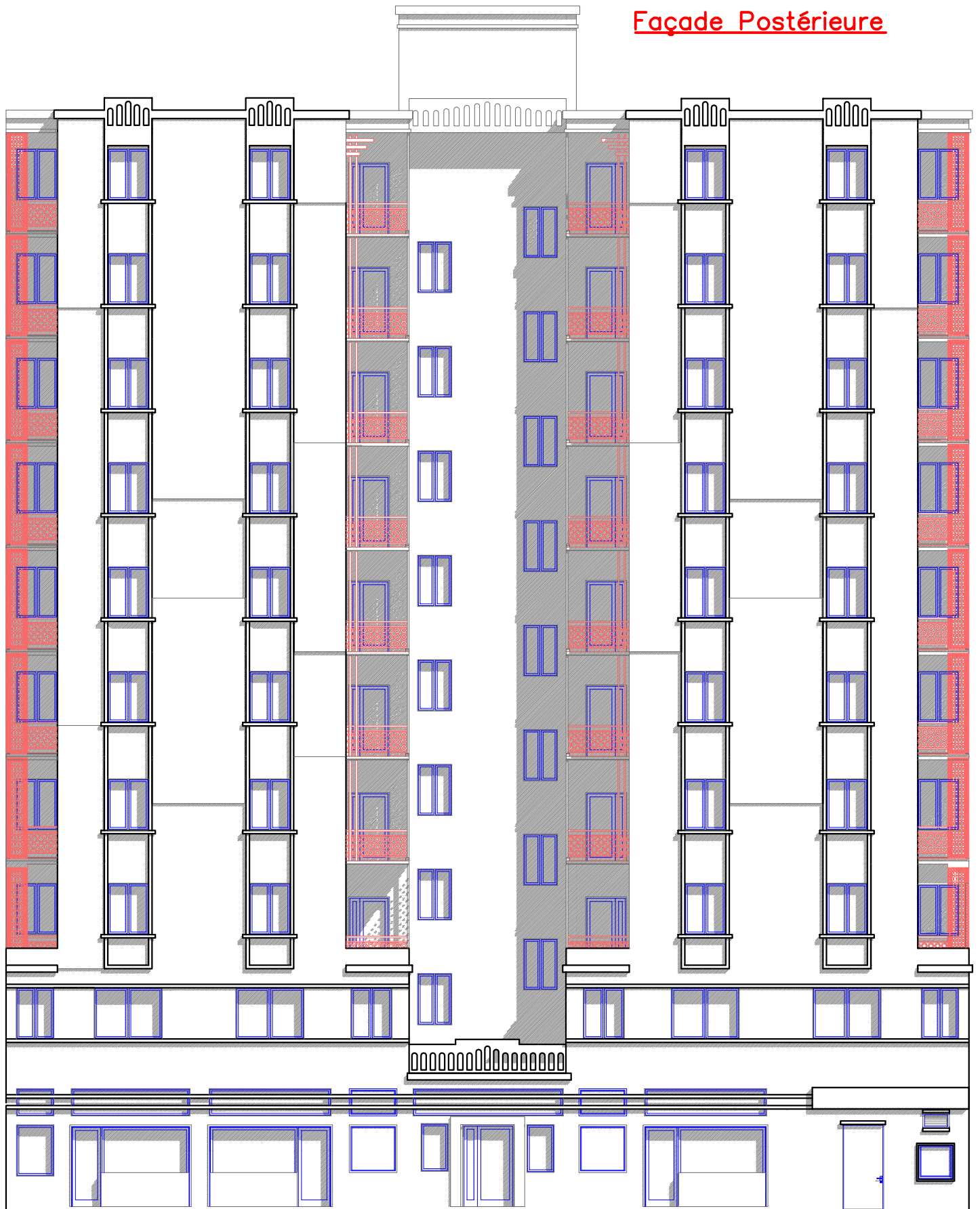


Facade Principale

Coupe A-A



Façade Postérieure



Vers collecteur DEP

Vers Collecteur CU

Vers Collecteur EU

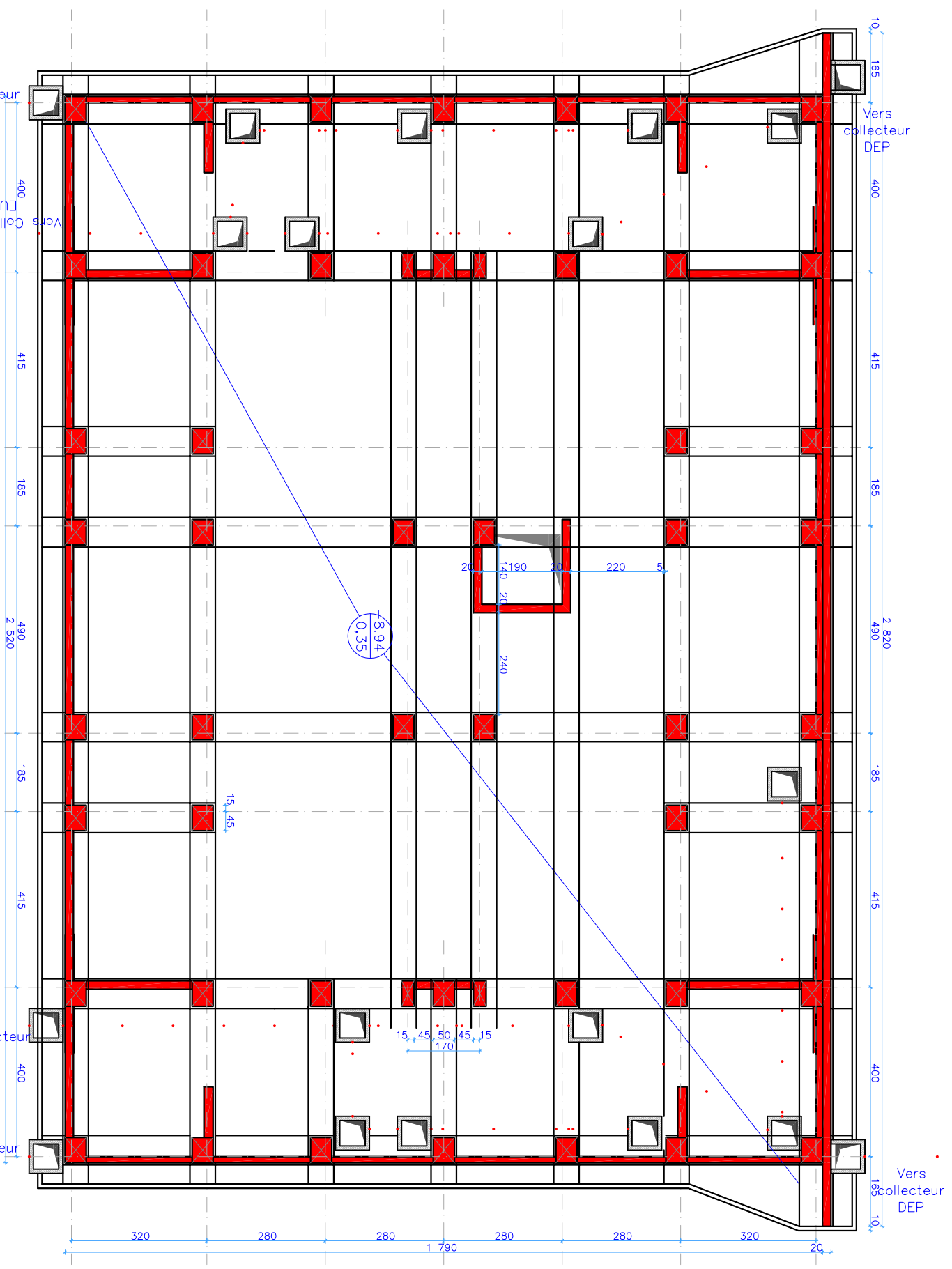
Vers collecteur DEP

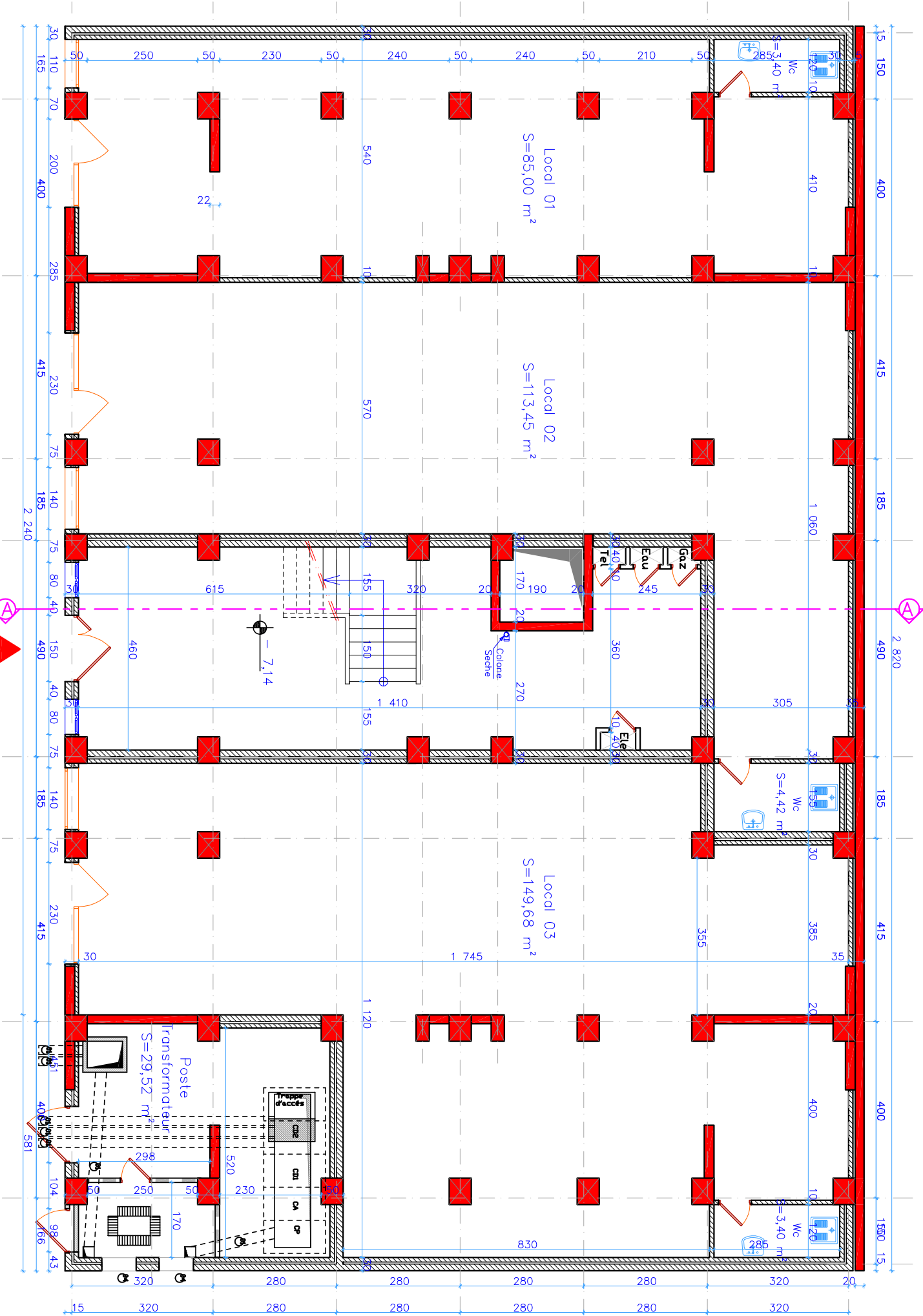
Vers collecteur DEP

Vers collecteur DEP

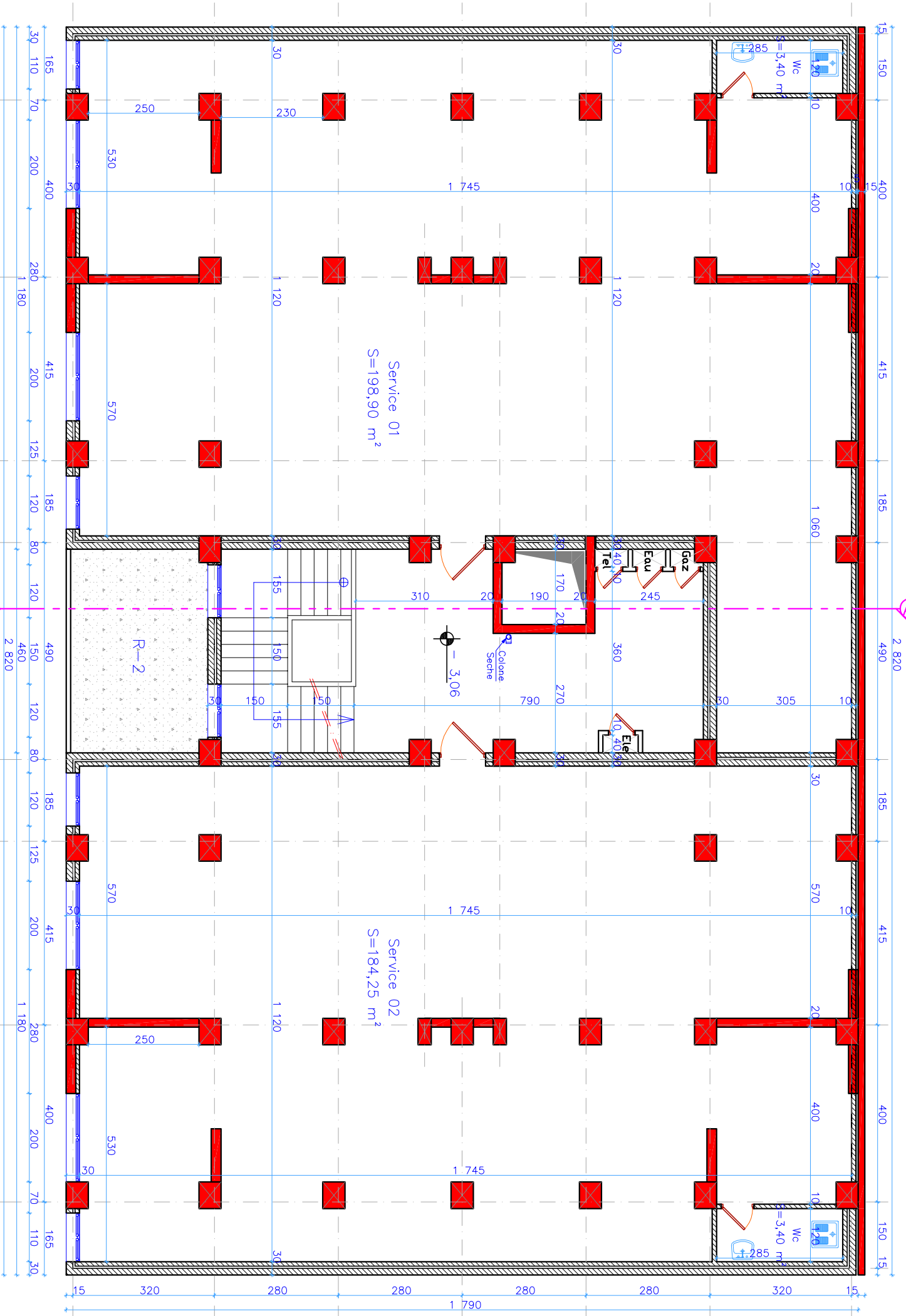
A

Plan de Fondations

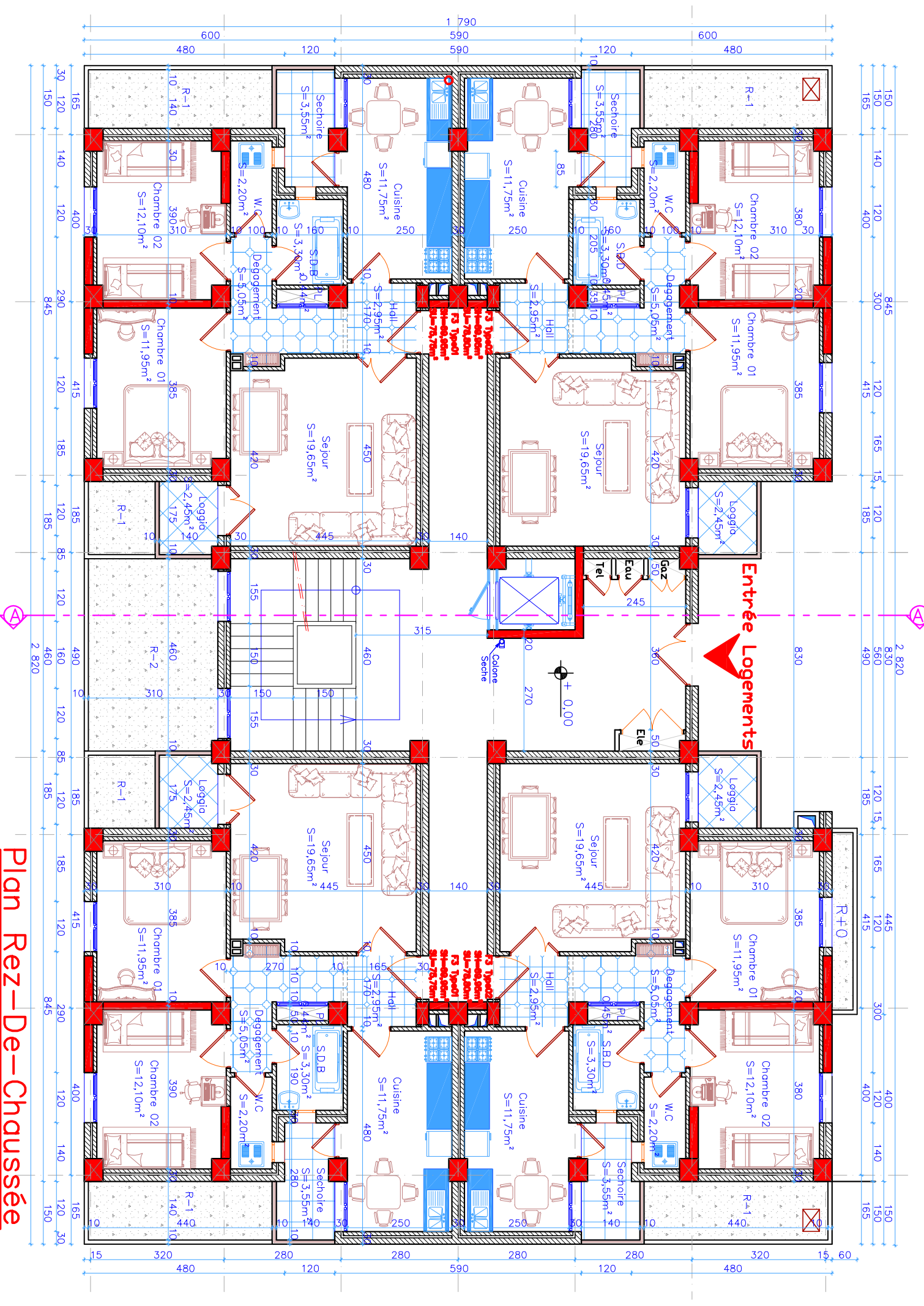




Plan Entree sol 02

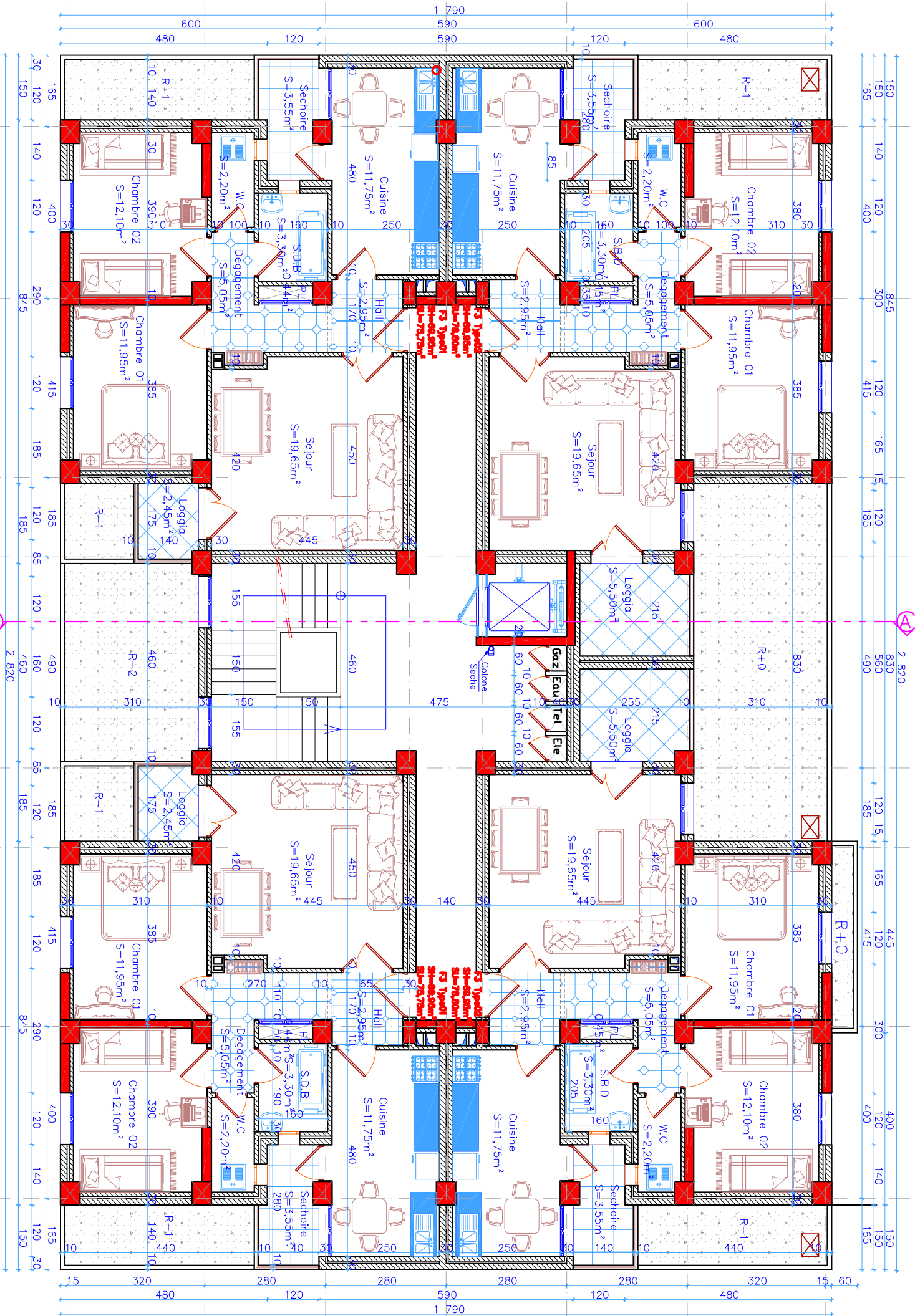


Plan Entree sol 01

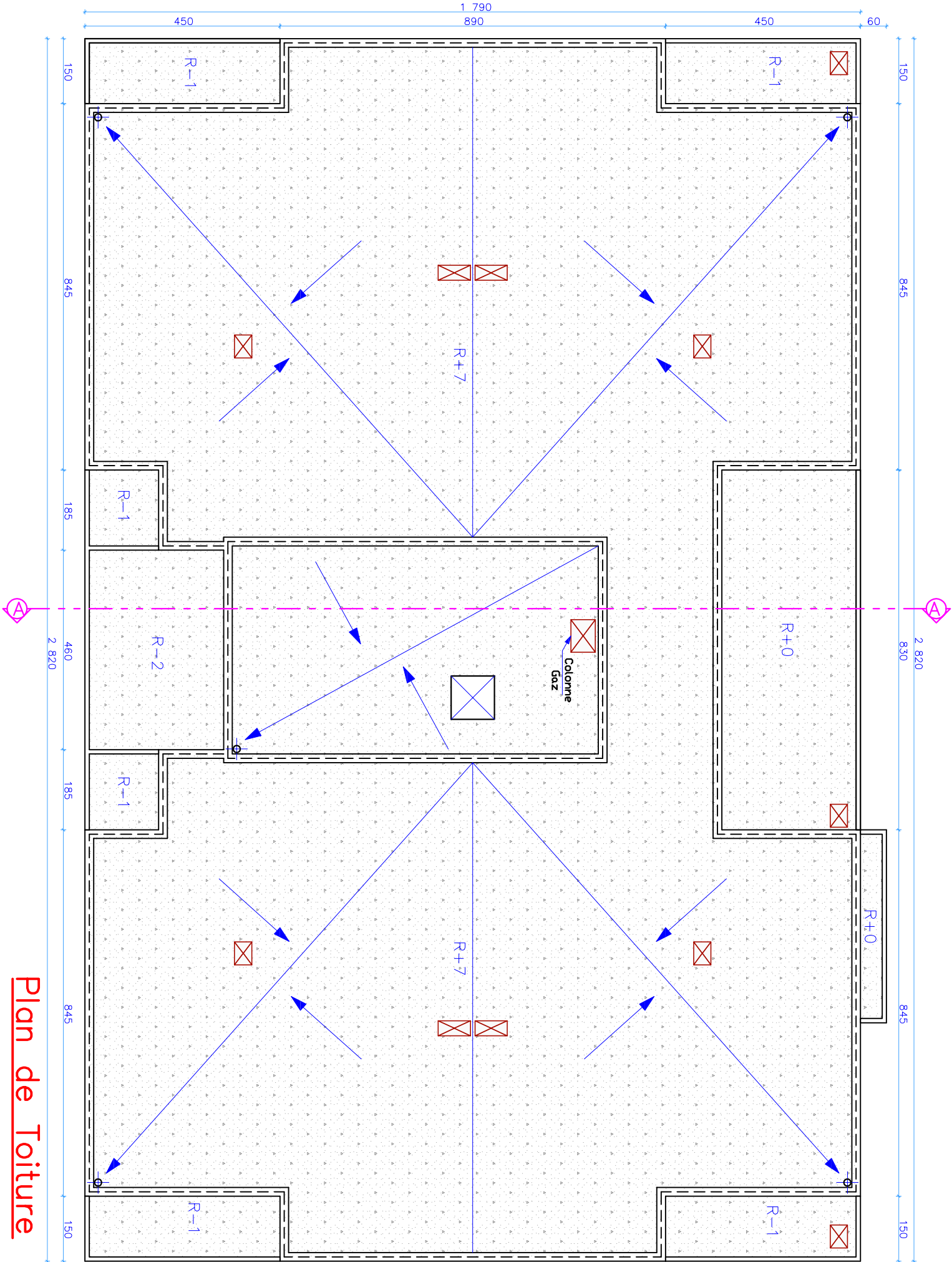


Entrée Logements

Plan Rez-De-Chaussée



Plan Etages 1 à 7ème



Plan de Toiture

Dossier N° 045/2016

Rapport de sol

« Réalisation de 100 logements LPA »
Sis à Sidi Ahmed, wilaya de Béjaia.



Client :

- AGRFU-Béjaia.

Novembre 2016

SOMMAIRE

I- Introduction.

II- Aperçu sur le projet.

III- Situation géographique et reconnaissance géologique.

IV- Campagne d'essais réalisés.

1- Essai au pénétromètre dynamique lourd (PDL).

2- Essais réalisés au laboratoire.

2-1) Essais physiques

- a) Analyse granulométriques.
- b) Densité sèche, humide, teneur en eau et degré de saturation.
- c) Limites d'Atterberg, Plasticité.

2-2) Analyses chimiques

V- Conclusions et recommandations.

Annexes.

- Plan d'implantation des essais In-Situ.
- Coupe lithologique des sondages carottés.
- Essais au pénétromètre dynamique lourd.
- Essais au laboratoire.

I- Introduction :

Suite à la demande de l'Agence de Gestion de Régulation Foncières Urbaines de Béjaia, par la lettre de commande N°875/DIR/AFOWB/2016, datée du 24/04/2016. Le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction (LNHC), Direction Régionale Est, Unité de Béjaia, a entrepris l'étude de sol, du terrain réservé au projet «Réalisation de 100 logements LPA, avec commerces intégrés », à Sidi Ahmed, Béjaia.

II- Aperçu sur le projet :

D'après les données fournies par le client, le projet est constitué de quatre (04) blocs en (RDC + 5) avec entresol, projeté sur deux assiettes différentes. Ce sont des structures en béton armé et classé dans le groupe d'usage 2 « Ouvrages courants ou d'importance moyenne ».

La Wilaya de Béjaia est classée dans la zone "IIa" de sismicité moyenne, selon la classification CGS (RPA 99, Version 2003).

Notre intervention à pour objectif de :

- Connaître la nature de sol ;
- Vérifier le degré d'homogénéité du sol et arrêter le niveau d'ancrage des fondations avec détermination de la contrainte admissible ;
- Déceler d'éventuelles anomalies.

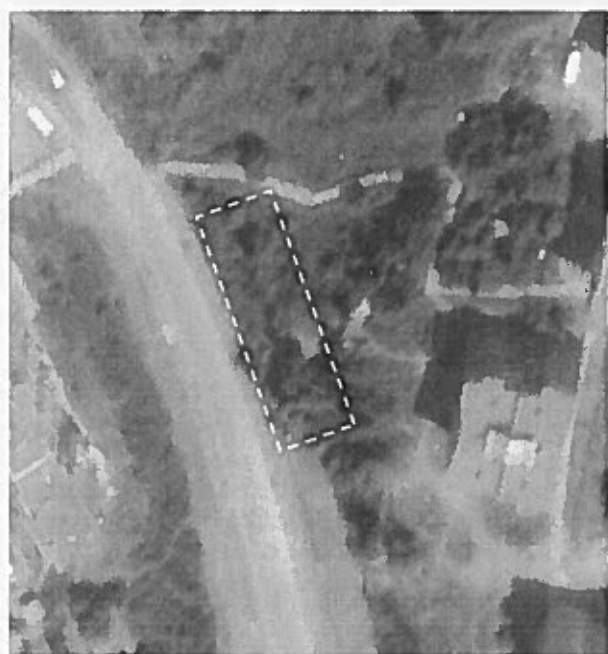
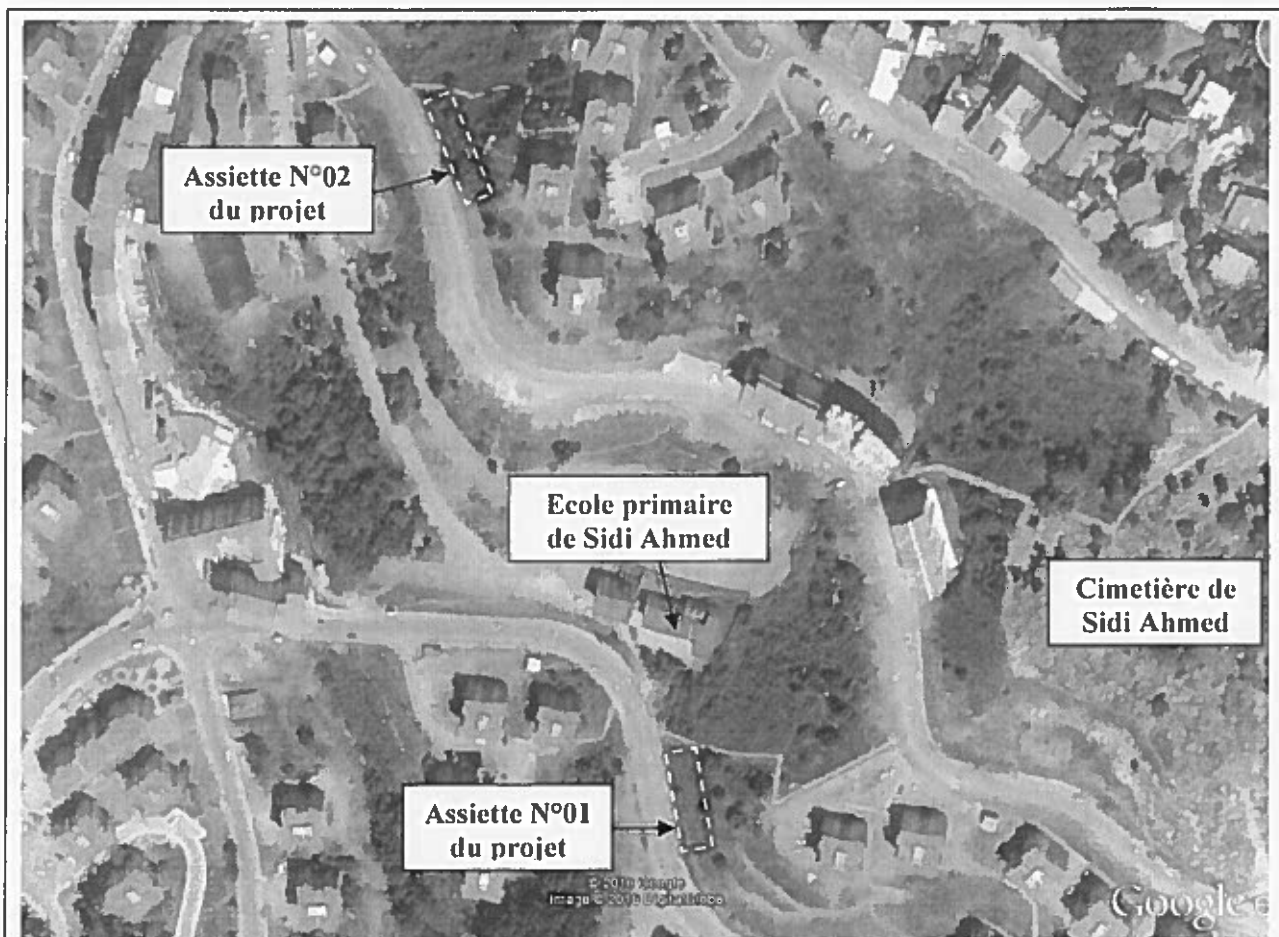
Le programme des travaux de reconnaissance du site, établi par le client, consiste en la réalisation des essais suivants :

- Deux (02) sondages carottés, l'un de 05 ml et l'autre de 08 ml de profondeur ;
- Huit (08) essais au pénétromètre dynamique lourd (PDL) ;
- Des essais au laboratoire effectués sur les échantillons prélevés par carottage.

L'implantation des essais « In-Situ » est basée sur le plan de masse fourni par le client (voir en annexe).

III- Situation géographique et reconnaissance géologique :

Les deux assiettes du terrain réservées au projet, sont situées au niveau du quartier de Sidi Ahmed, Béjaia (voir photo satellite N°01).



Assiette N°01 (Lot 16 et 17)



Assiette N°01 (Lot 24 et 25)

Photos N°01: Photos satellite des deux assiettes du projet.

L'assiette N°01 (Lot 16 et 17) et l'assiette N°02 (24 et 25) se situent sur un talus naturel mitoyen de la route.

Pour la description lithologique du sol en place, nous avons réalisé deux (02) sondages carottés (un sondage pour chaque assiette), le premier ayant une profondeur de cinq (05) mètres et le second de huit (08) mètres ; Ce qui nous a permis de donner une reconnaissance du sol constituant le terrain, dans le tableau ci-dessous :

Tableau N° 01 : Description Lithologique

Sondage	Profondeur	Nature du sol
N°01	• 0.00 m – 1.50 m	• Remblais (galets, argiles, sables, graves).
	• 1.50 m – 5.00 m	• Marnes argileuses, schisteuses, friables, de couleur marron claire à jaunâtre.
N°02	• 0.00 m – 2.00 m	• Terres végétales.
	• 2.00 m – 6.00 m	• Argiles marneuses, graveleuses, à aspect schisteuse, de couleur marron à jaunâtre par endroits.
	• 6.00 m – 7.70 m	• Argiles sableuses, avec passage des fragments de roche calcaire.
	• 7.70 m – 8.00 m	• Marnes argileuses schisteuses, friables, de couleur marron claire à jaunâtre.



Photo N°02 : Echantillons récupérés du sondage carotté N°01.

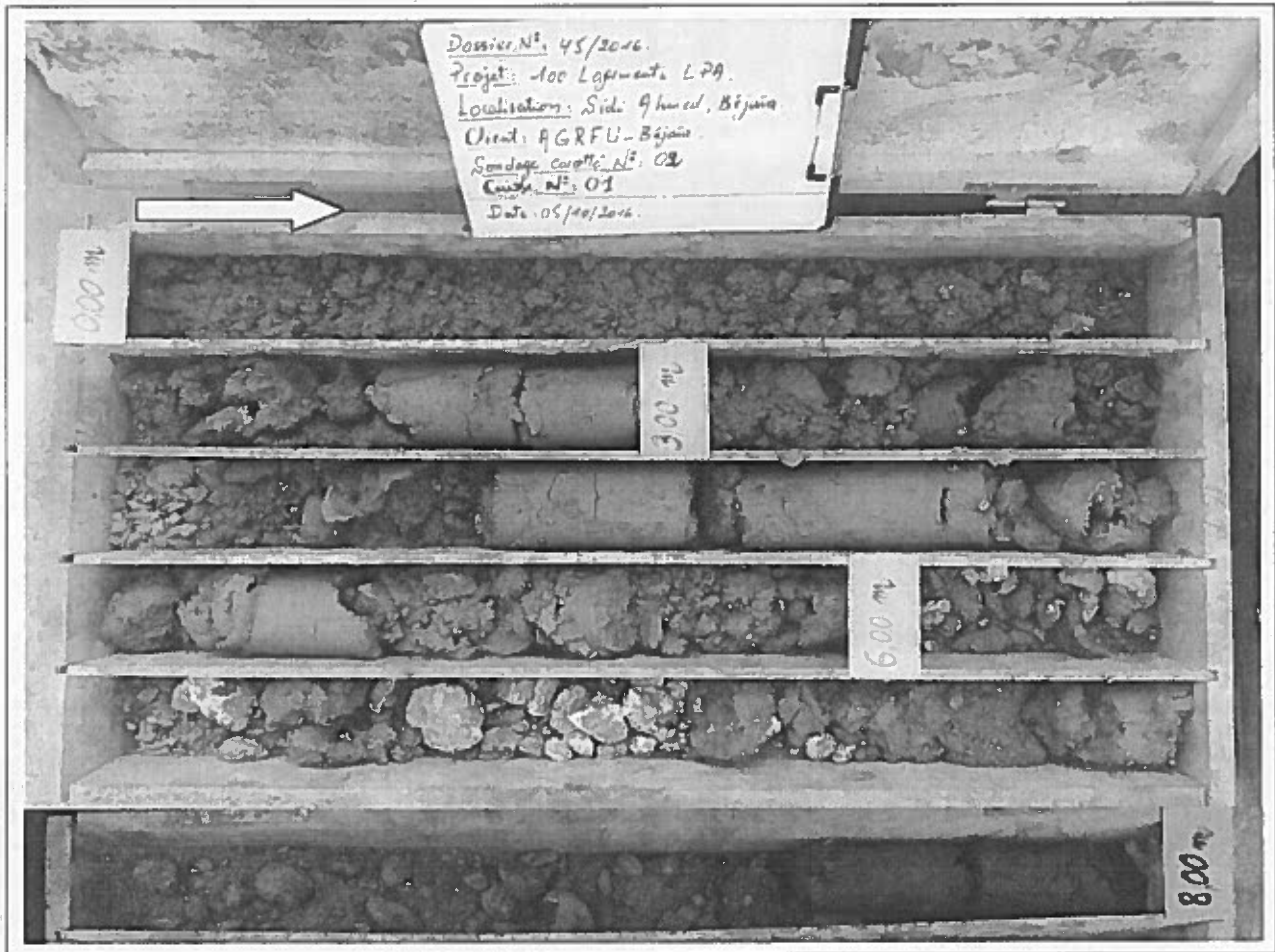


Photo N°03 : Echantillons récupérés du sondage carotté N°02.

IV- Campagne d'essais réalisés :

1- Essais au pénétromètre dynamique lourd (PDL) :

L'essai de pénétration dynamique consiste à déterminer la résistance dynamique en pointe d'un sol directement sur site, de vérifier l'homogénéité verticale (succession de couches de terrain) et horizontale (fuseaux de superposition de courbes) et de détecter le niveau d'un substratum.

Le principe de l'essai est basé sur l'enfoncement d'une pointe conique dans le sol. Cette pointe est enfoncée par battage par l'intermédiaire d'un train de tiges et on mesure le nombre de coups pour un enfoncement de 20 cm.

La résistance à la pénétration est donnée à partir de la formule de battage (des Hollandais) suivante :

$$q_d = \frac{M}{e(M + M')} \cdot \frac{M_g \cdot H}{A}$$

Avec :

A : section droite de la pointe (m²).

H : hauteur de chute (m).

e : pénétration moyenne par coup (m).

G : accélération de la pesanteur (m/s²).

m : masse du mouton (masse frappante) (Kg).

m' : somme des masses du train des tiges, de l'enclume et de la tige guide masse frappée.

Ces essais au pénétromètre dynamique lourd, nous ont permis de déterminer la résistance du sol, ce dernier présente une résistance moyenne en surface et évolutive en profondeur.

Les résultats sous forme de graphes (pénétrogrammes) donnent la résistance de pointe en fonction de la profondeur. Ceux-ci sont donnés en annexe.

▪ Capacité portante de sol :

La contrainte limite de calcul q_l à prendre en compte est évaluée à partir de la résistance à la pénétration la plus faible, en appliquant la formule empirique suivante :

$$q_l = R_p / (5 \text{ à } 7)$$

(D.T.U. 13.12. Règles pour le calcul des fondations superficielles).

De cette formule, nous pouvons estimer la contrainte qui est donnée par :

$$Q_a = q_l / F_s$$

Avec $F_s = 3$ (coefficient de sécurité).

On obtient :

$$Q_a = R_p / 21$$

Avec : R_p la résistance en pointe.

D'après l'analyse des pénétrogrammes des essais réalisés, nous suggérons une contrainte admissible du sol, sur les deux assiettes d'investigations :

- **Assiette N°01** : Une contrainte de **2.00 Bars** à un ancrage de **1.50 mètres** de profondeur, par rapport au niveau de la route mitoyenne, après terrassement des deux lots 16 et 17.
- **Assiette N°02** : Une contrainte de **2.00 Bars** à un ancrage de **1.20 mètres** de profondeur, par rapport au niveau de la route mitoyenne, après terrassement des deux lots 24 et 25.

2- Essais réalisés au laboratoire :

2.1) Essais physiques :

a) Analyse granulométriques : (Selon la Norme NF P 94-056 / NF P 94-057)

Des analyses ont été effectuées sur les échantillons prélevés lors de sondage sur les assiettes d'étude. Le tableau suivant récapitule les résultats de l'essai :

Tableau N° 02 : Récapitulatif des essais granulométriques :

Type d'essai		Granulométrie %			Sédimentométrie	
Tamis (mm)		> 5mm	> 2mm	> 0.08mm	20 µm	3 µm
Profondeur de l'échantillon(m)						
Sondage N°01	2.50/3.00	99.67	98.33	94.50	69.72	44.17
	4.40/4.70	93.83	91.83	84.50	66.37	42.19
Sondage N°02	4.00/4.50	93.50	83.67	59.33	47.00	30.00
	7.70/8.00	92.00	80.00	51.67	46.00	27.00

b) Densité sèche, humide, teneur en eau et degré de saturation : (Selon la Norme NF P 94-050 / NF P 94-053)

La densité donne une indication utile sur la compacité des sols. C'est un paramètre important pour le calcul, entre autres, de la capacité portante du sol. Elle est proportionnelle à la valeur de la teneur en eau naturelle.

Tableau N° 03 : Densité sèche, humide, teneur en eau et le degré de saturation.

Sondage	Profondeur de l'échantillon(m)	Densité sèche "γ _d " (t/m ³)	Densité humide "γ _h " (t/m ³)	Teneur en eau "W" (%)	Degré de saturation "S _r " (%)
Sondage N°01	2.50/3.00	/	1.98	/	/
	4.40/4.70	1.73	2.05	19.06	92
Sondage N°02	4.00/4.50	/	2.04	/	/
	7.70/8.00	/	2.17	/	/

D'après les valeurs trouvées, lors des essais effectués sur les différents échantillons prélevés, on constate que le sol en place est dense.

c) Limites d'Atterberg, Plasticité : (Selon la Norme NF P 94-051)

La fraction fine des échantillons de sols soumise au test de plasticité au moyen de l'essai des limites d'Atterberg a révélé selon le diagramme de Casagrande, un sol peu plastique.

Tableau 04 : Limites d'Atterberg

Sondage	Profondeur (m)	WL%	Ip %	Classification (selon la courbe de Casagrande)
Sondage N°01	2.50/3.00	46.51	22.50	Peu plastique
	4.40/4.70	47.22	23.05	Peu plastique
Sondage N°02	4.00/4.50	40.71	20.71	Peu plastique
	7.70/8.00	37.79	18.50	Peu plastique

2.2) Analyses chimiques : (Selon la Norme NF P 18-011)

Les analyses chimiques effectuées sur l'échantillon de sol prélevé, sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau N°05 : Résultats chimiques (exprimés en % et en poids) :

Sondage	Profondeur (m)	Sulfates So ₄ ²⁻	Carbonates CaCO ₃	Chlorures Cl ⁻	Matières organiques
Sondage N°01	2.50/3.00	Traces	33.60	Traces	1.15
Sondage N°02	7.70/8.00	Traces	32.80	Traces	1.20

Les résultats des analyses chimiques et minéralogiques ci dessus, indiquent une **agressivité nulle** du sol, selon les normes NF P 18-011 du 06/92.

V- Conclusions et recommandations :

D'après la coupe lithologique des sondages réalisés sur les deux assiettes du projet réservées aux « 100 logements LPA, avec commerces intégrés », à Sidi Ahmed, Béjaia ; On a constaté que le sol est constitué essentiellement par des Marnes argileuses schisteuses et friables, compactes en profondeur.

Afin de donner un aperçu sur la qualité du sol et les recommandations à prendre pour le calcul de fondations, nous avons exploité la coupe lithologique des sondages et les essais au pénétromètre dynamique lourd (PDL) réalisés sur site étudié ; Pour cela nous suggérons : Des fondations superficielles, sur les deux assiettes investiguées, pour une contrainte du sol de :

- **Pour l'assiette N°01 (Lot 16 et 17) :** Une contrainte de **2.00 Bars** à un ancrage de **1.50 mètres** de profondeur, par rapport au niveau de la route mitoyenne, après terrassement des deux lots 16 et 17.
- **Pour l'assiette N°02 (Lot 24 et 25) :** Une contrainte de **2.00 Bars** à un ancrage de **1.20 mètres** de profondeur, par rapport au niveau de la route mitoyenne, après terrassement des deux lots 24 et 25.

D'après la classification des sites, établie dans l'article 3.3.1 du Règlements Parasismique Algérien 99 version 2003, le sol est meuble (S3).

Le sol en place est d'agressivité nulle.

Le projet est situé au bord de la route, pour cela nous recommandons, lors de la réalisation des fondations, de procéder aux terrassements par palier successifs suivi par confortements des parois des talus, surtout respecter les consignes relatives aux phases de terrassement émises par le BET.

Le sol du site est sensible au contact de l'eau, il perd de sa résistance (marnes argileuses, schisteuses).

Les travaux de terrassement et de creusement des fouilles doivent être évités durant les périodes de pluies et l'infiltration des eaux, lors des travaux de fondations.

L'Ingénieur Chargé d'Etude


CHERAF Riad
Ingénieur Chargé d'Etude

Le Chef de Département Technique

DEBADI Nacim
Chef Département
Technique

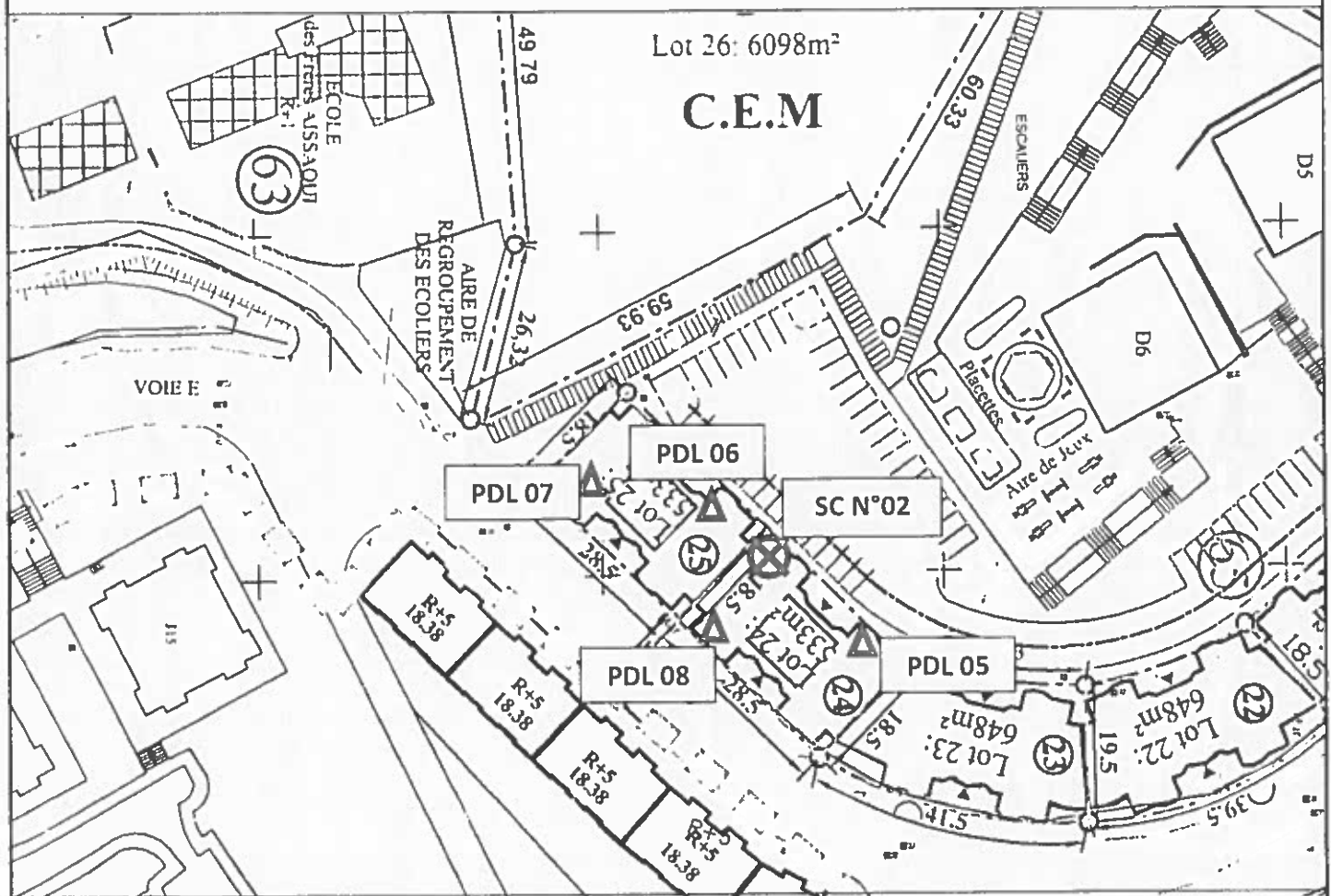
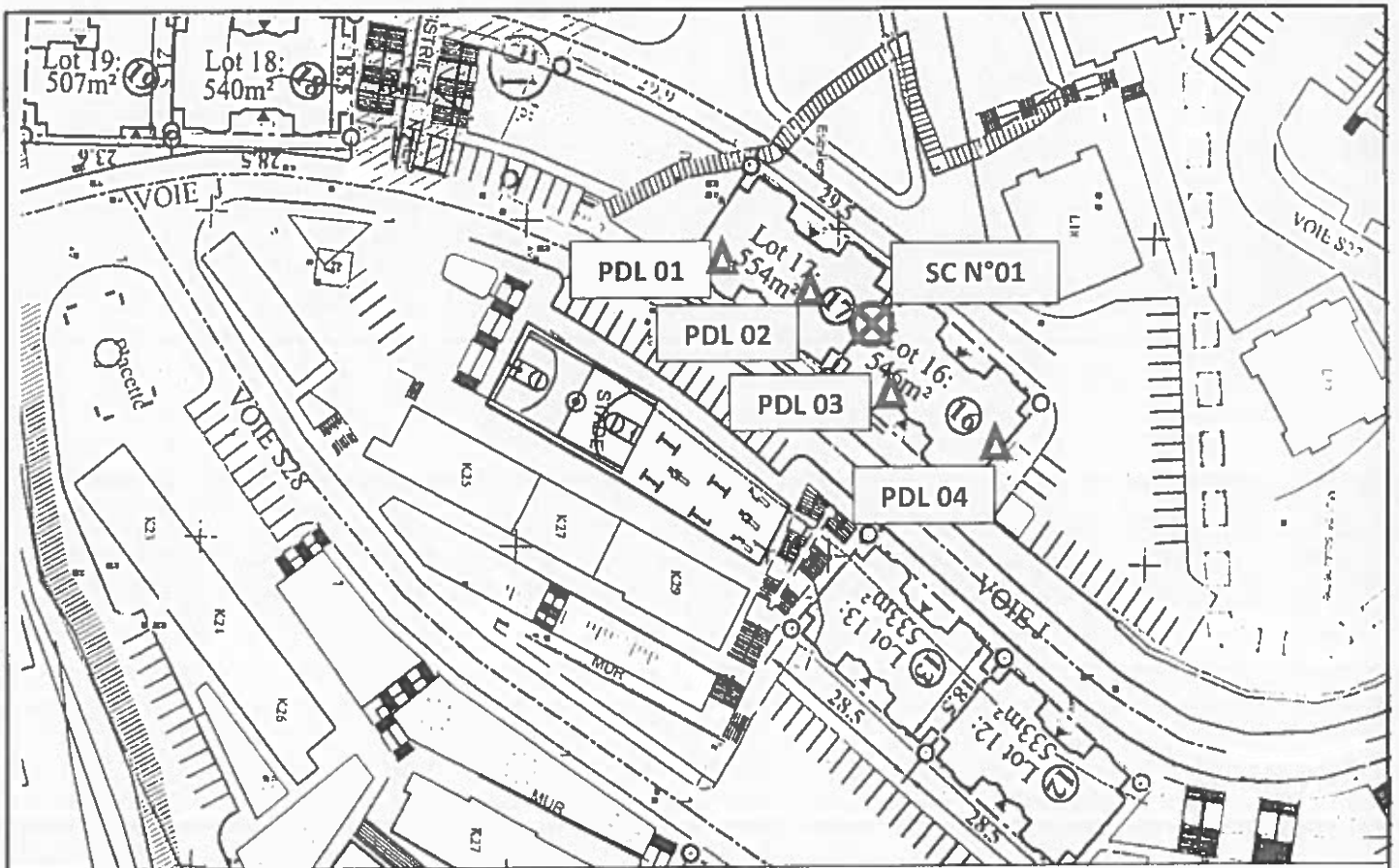
Le Directeur


بوعبدالله زهير
مدير



ANNEXES

- Plan d'implantation des essais In-Situ.
- Coupe lithologique des sondages carottés.
- Essais au pénétromètre dynamique lourd.
- Essais au laboratoire.



⊗ : Sondage Carotté (SC).

▲ : Pénétrömètre Dynamique Lourd (PDL).

Implantation des essais in-situ réalisés

Coupe lithologique des sondages carottés



Projet : 100 logements LPA avec commerces intégrés, Sidi Ahmed
 Endroit :

Dossier N° : 45-2016
 Client : AGRFU-Béjaia

Date début :
 Date fin :
 Profondeur forée (m) : 5
 Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
 X :
 Y :
 Z :

Boue de forage :
 Type forage :
 Foreuse :

Etat des échantillons



Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
		25	50	75	100										
0.5													Remblais (galets, argiles, sables, graves).		
1.0															
1.5	-1.50 1.50												Marnes argileuses, schisteuses, friables, de couleur marron claire à jaunâtre.		
2.0															
2.5															
3.0															
3.5															
4.0															
4.5															
5.0	-5.00 5.00														
5.5															
6.0															
6.5															
7.0															
7.5															
8.0															
8.5															
													Fin du forage à une profondeur de 5 m.		

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

- CF : Carottier fendu
- TM : Tube à paroi mince
- PS : Tube à position fixe
- CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :

- A3 : Analyse granulométrique
- S : Séparateur
- L : Limites d'Atterberg (W_L, P_L)
- W : Teneur en eau
- PV : Poids volumique (D_s, G_s)
- AC : Analyse chimique
- CS : Coefficient de consolidation
- TR : Coefficient de tassement
- R_c : Résistance à la compression
- CE3 : Essai oedométrique
- G_s : Coefficient poreux
- R : Retenue à l'effacement

Préparé par :

Vérifié par :

07/11/2016

Page 1 de 1



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC N°02

Projet : 100 logements LPA avec commerces intégrés, Sidi Ahmed
 Endroit :

Dossier N° : 45-2016

Client : AGRFU-Béjaia

Date début :
 Date fin :
 Profondeur forée (m) : 8
 Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS :

X :
 Y :
 Z :

Boue de forage :

Type forage :
 Foreuse :

Etat des échantillons :



Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
		25	50	75	100										
0.5														Terres végétales.	
1.0														Argiles marneuses, graveleuses, à aspect schisteuse, de couleur marron à jaunâtre par endroits	
1.5															
2.0	-2.30 2.30														
2.5															
3.0														Argiles sableuses, avec passage des fragments de roche calcaire.	
3.5															
4.0															
4.5															
5.0														Marnes argileuses schisteuses, triabées, de couleur marron claire à jaunâtre.	
5.5															
6.0	-6.30 6.30														
6.5															
7.0														Fin du forage à une profondeur de 8 m.	
7.5															
8.0	-7.70 7.70 -8.30 8.30														
8.5															

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
 TM : Tube à paroi mince
 PS : Tube à position fixe
 CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :

AD : Analyse granulométrique
 S : Sécantimètre
 L : Limites d'Atterberg (WL, LP)
 W : Teneur en eau
 PV : Poids volumique (30°C)
 AC : Analyse chimique
 CS : Cassélement rectiligne
 TR : Cassélement Triaxial
 R_c : Résistance à la compression
 CED : Essai oedométrique
 G_s : Gisement fixe
 R : Refus à Renforcement

Préparé par

Vérifié par

07/11/2016

Page 1 de 1

Essais au pénétromètre dynamique lourd (PDL)

Essais au laboratoire

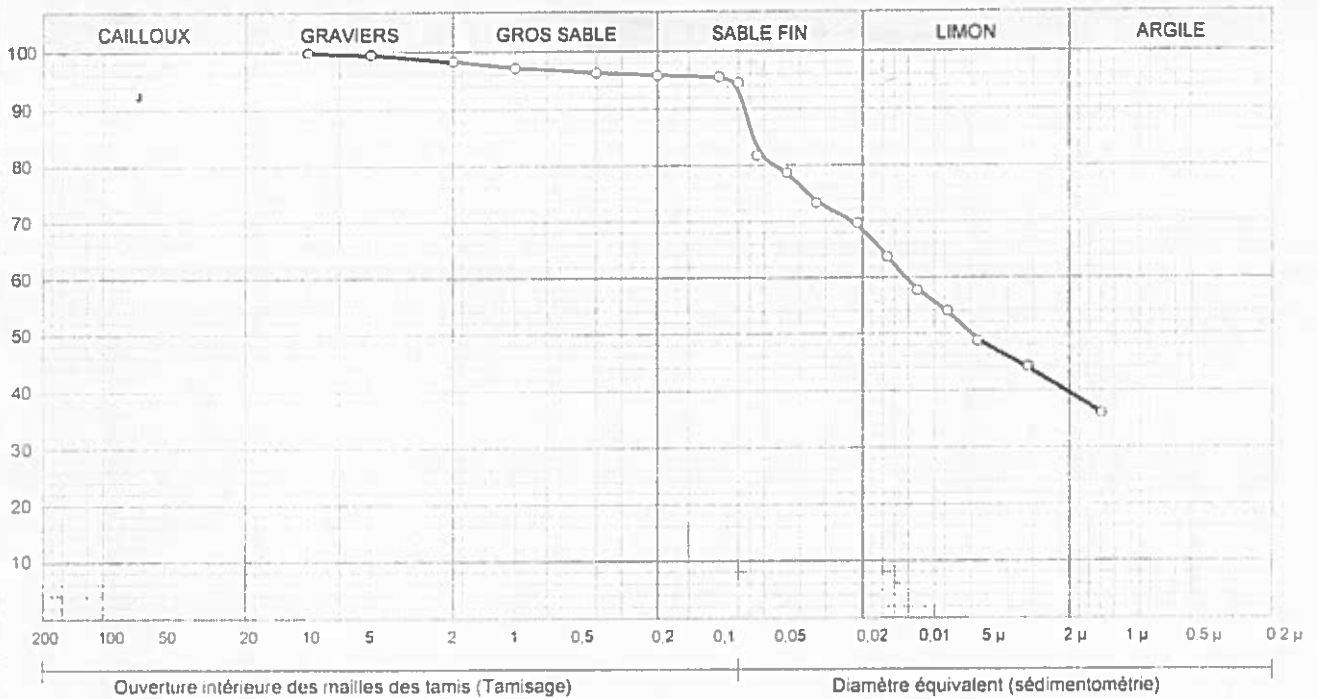
RAPPORT D'ESSAI
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
 NF P 94-056 / NF P 94-057

Client :
 Projet : 100 LOGTS LPA SIDI AHMED
 Endroit : BEJAIA

N° Projet : 45/2016
 Réf. Client :
 N° rapport :

Sondage n° : 01
 Profondeur : 2.50/3.00
 Matériaux :
 Provenance :
 Date essais : 10/10/16

○ Sondage 01 : 2.50/3.00



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
10,00	100,00	64,90 μm	81,74
5,00	99,67	46,30 μm	78,73
2,00	98,33	33,30 μm	73,32
1,00	97,17	21,20 μm	69,72
0,40	96,33	15,20 μm	63,71
0,20	95,83	10,90 μm	57,70
0,10	95,50	7,80 μm	54,09
0,08	94,50	5,60 μm	48,68
		3,20 μm	44,17
		1,40 μm	38,06

© Solrestis 2007

Remarque :

Préparé par :
 BENSADI S

Approuvé par :
 DAIBOUN S

Date :
 18/10/16

RAPPORT D'ESSAI

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

NF P 94-056 / NF P 94-057

Client :
 Projet : 100 LOGTS LPA SIDI AHMED
 Endroit : BEJAIA

N° Projet : 45/2016
 Réf. Client :
 N° rapport :

Sondage n° : 01
 Profondeur : 4.40/4.70
 Matériaux :
 Provenance :
 Date essais : 10/10/16

—○— Sondage: 01 : 4.40/4.70



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
20,00	100,00	64,40 µm	75,78
10,00	96,33	45,90 µm	73,09
5,00	93,83	32,50 µm	71,75
2,00	91,83	20,90 µm	66,37
1,00	90,17	15,00 µm	62,34
0,40	88,00	10,80 µm	56,97
0,20	86,67	7,70 µm	52,94
0,10	84,67	5,50 µm	48,91
0,08	84,50	3,20 µm	42,19
		1,30 µm	37,62

© Sobestis 2007

Remarque

Préparé par
BENSADI S

Approuvé par :
DAIBOUN S

Date :
18/10/16

RAPPORT D'ESSAI

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

NF P 94-056 / NF P 94-057

Client : -
 Projet : 100 logements LPA SIDI AHMED
 Endroit : SIDI AHMED - BEJAIA

N° Projet : 95/16
 Réf. Client :
 N° rapport :

Sondage n° : SC 02
 Profondeur : 4.00 - 4.50
 Matériaux : -
 Provenance :
 Date essais : 10/10/16

—○— Sondage: SC 02 : 4.00 - 4.50



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)			W.L (%)	W.P (%)	IP (%)	
20,00	100,00	56,30 μm	57,92	—○—	59,33 %	%	%	0 %	
10,00	96,67	40,20 μm	55,66						
5,00	93,50	28,90 μm	52,26						
2,00	83,67	18,70 μm	46,60						
1,00	75,67	13,50 μm	42,83						
0,40	68,17	9,60 μm	40,94						
0,20	63,00	6,90 μm	38,11						
0,10	59,83	4,90 μm	33,39						
0,08	59,33	2,90 μm	29,62						
		1,20 μm	24,90						

Remarque :

Préparé par
BENSADI

Approuvé par :
DAIBOUN S

Date :
119/10/16

RAPPORT D'ESSAI

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

NF P 94-056 / NF P 94-057

Client : -
 Projet : 100 logements LPA SIDI AHMED
 Endroit : SIDI AHMED - BEJAIA

N° Projet : 95/16
 Réf. Client :
 N° rapport :

Sondage n° : SC 02
 Profondeur : 7.70 - 8.00
 Matériaux : -
 Provenance :
 Date essais : 10/10/16

—○— Sondage SC 02 : 7.70 - 8.00



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)			W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
20.00	100.00	56.30 μm	51.26	—○—	51.67 %	%	%	0 %	
10.00	98.50	39.80 μm	50.44						
5.00	92.00	28.40 μm	49.13						
2.00	80.00	18.30 μm	45.51						
1.00	72.50	13.30 μm	40.58						
0.40	60.33	9.60 μm	36.97						
0.20	55.50	6.90 μm	33.19						
0.10	52.33	4.90 μm	30.73						
0.08	51.67	2.90 μm	25.80						
		1.20 μm	21.20						

© Soltestis 2007

Remarque :

Préparé par
BENSADI

Approuvé par
DAIBOUN S

Date :
19/10/16

RAPPORT D'ESSAI

Limites d'Atterberg

NF P 94-051

Client :

N° Projet : 45/2016

Projet : 100 LOGTS LPA SIDI AHMED

Endroit :

Sondage n° : 01

Date essais : 18/10/16

Profondeur : 2.50/3.00

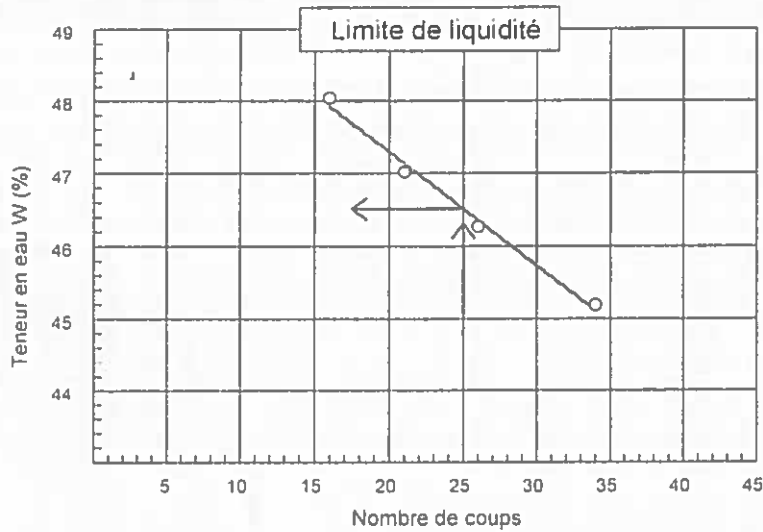
Nature :

Limite de Liquidité (%) : WL = 46,51

Teneur en eau naturelle (%) : Weau =

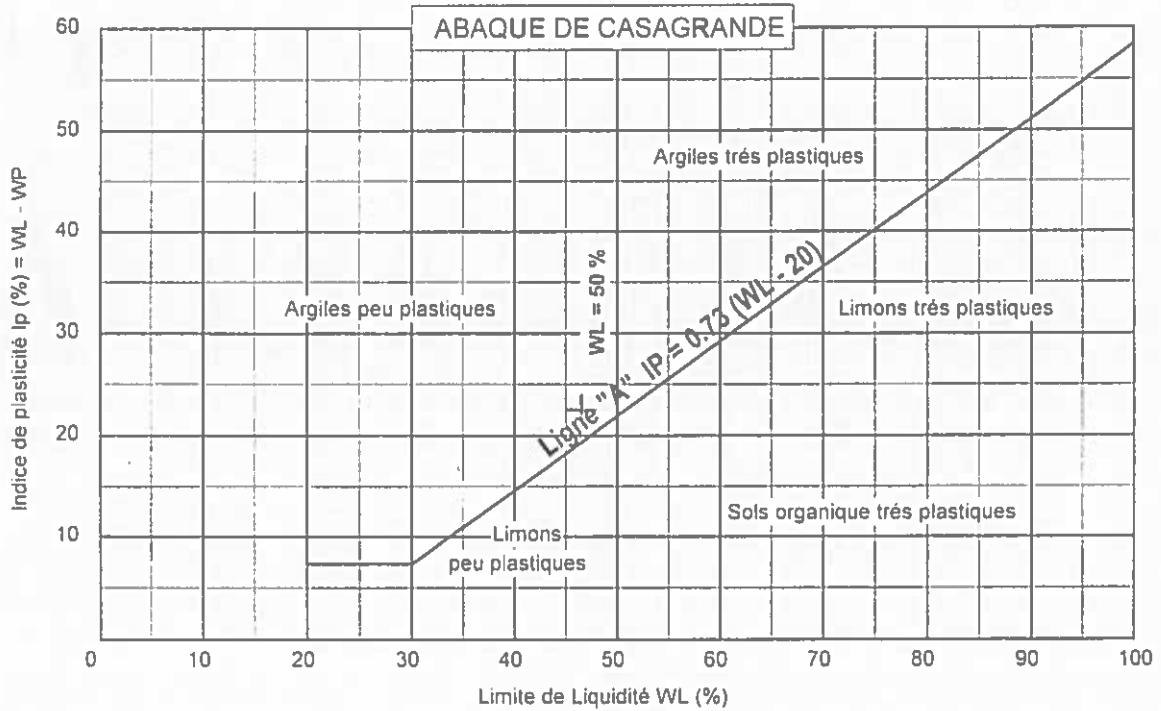
Limite de Plasticité (%) : WP = 24,01

Indice de Plasticité (%) : IP = 22,50



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	24,15
2	24,29
3	23,59



Remarque :

Préparé par :
BENSADI S

Approuvé par :
DAIBOUN S

Date :
19/10/16

RAPPORT D'ESSAI

Limites d'Atterberg

NF P 94-051

Client :
 Projet : 100 LOGTS LPA SIDI AHMED
 Endroit :

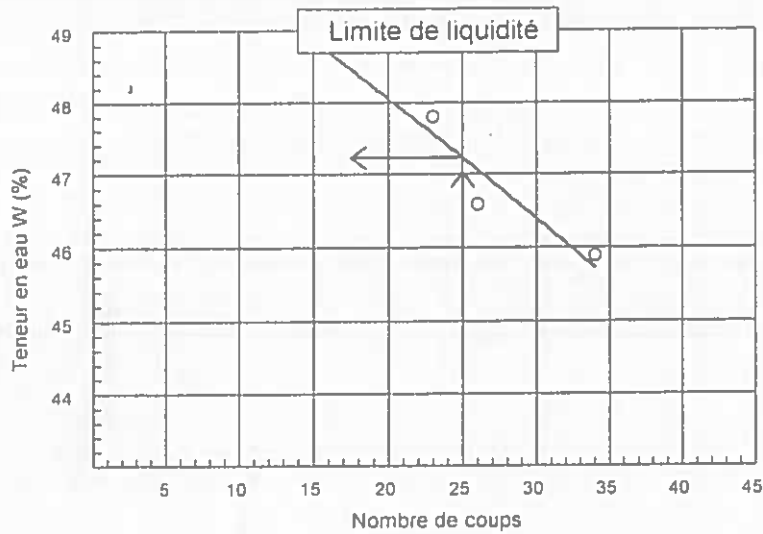
N° Projet : 45/2016

Sondage n° : 01
 Profondeur : 4.40/7.70
 Nature :

Date essais : 18/10/16

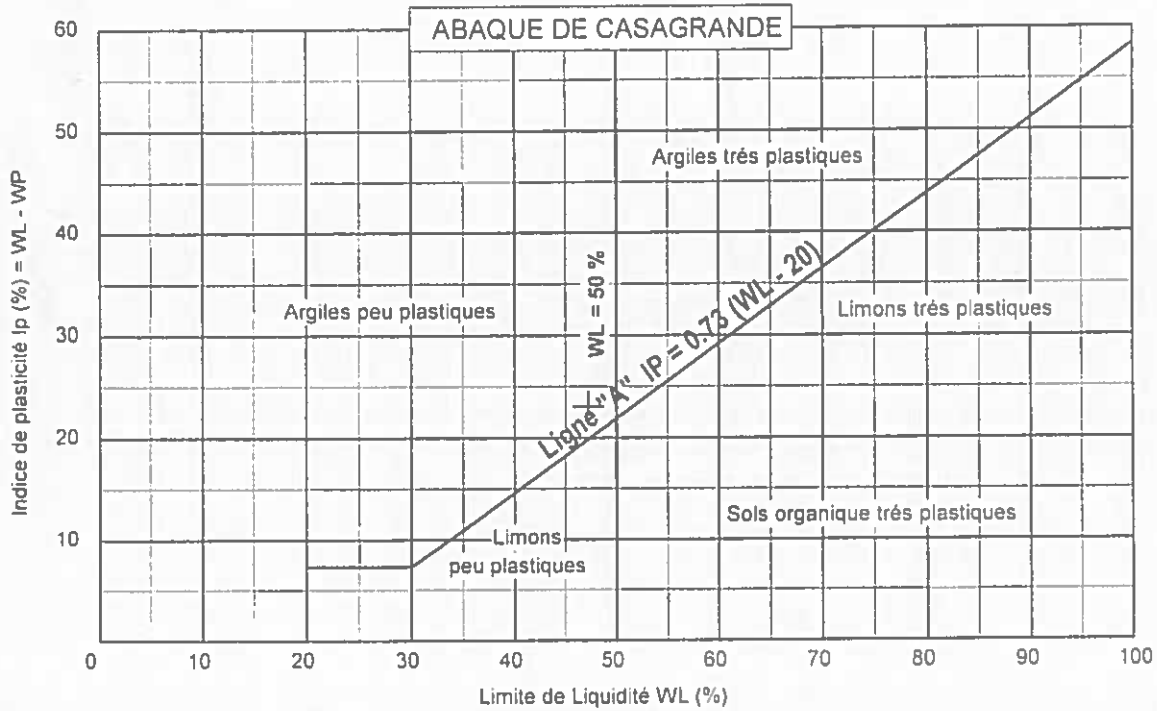
Limite de Liquidité (%) : WL = 47,22
 Limite de Plasticité (%) : WP = 24,17
 Indice de Plasticité (%) : IP = 23,05

Teneur en eau naturelle (%) : Weau =



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	24,15
2	24,09
3	24,26



© Solsteis 2007

Remarque :

Préparé par :
 BÉNSADI S

Approuvé par :
 DAIBOUN S

Date :
 19/10/16

RAPPORT D'ESSAI

Limites d'Atterberg

NF P 94-051

Client :
 Projet : 100 LOGTS LPA SIDI AHMED
 Endroit :

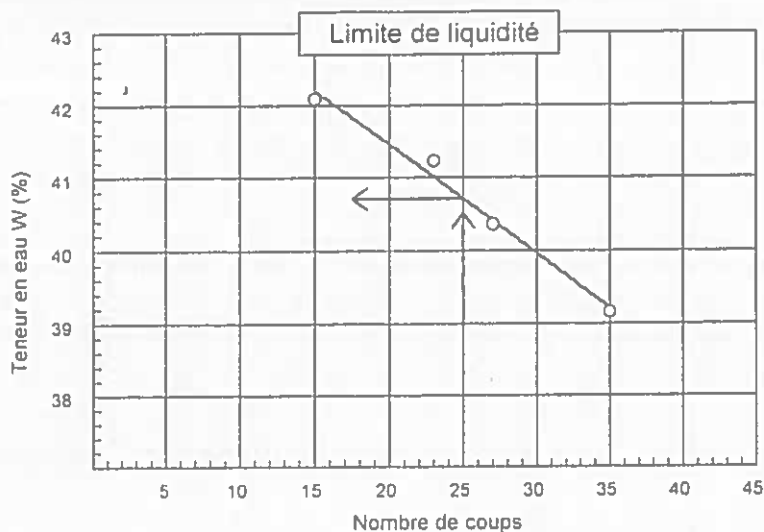
N° Projet : 45/2016

Sondage n° : 02
 Profondeur : 4.00/4.50
 Nature :

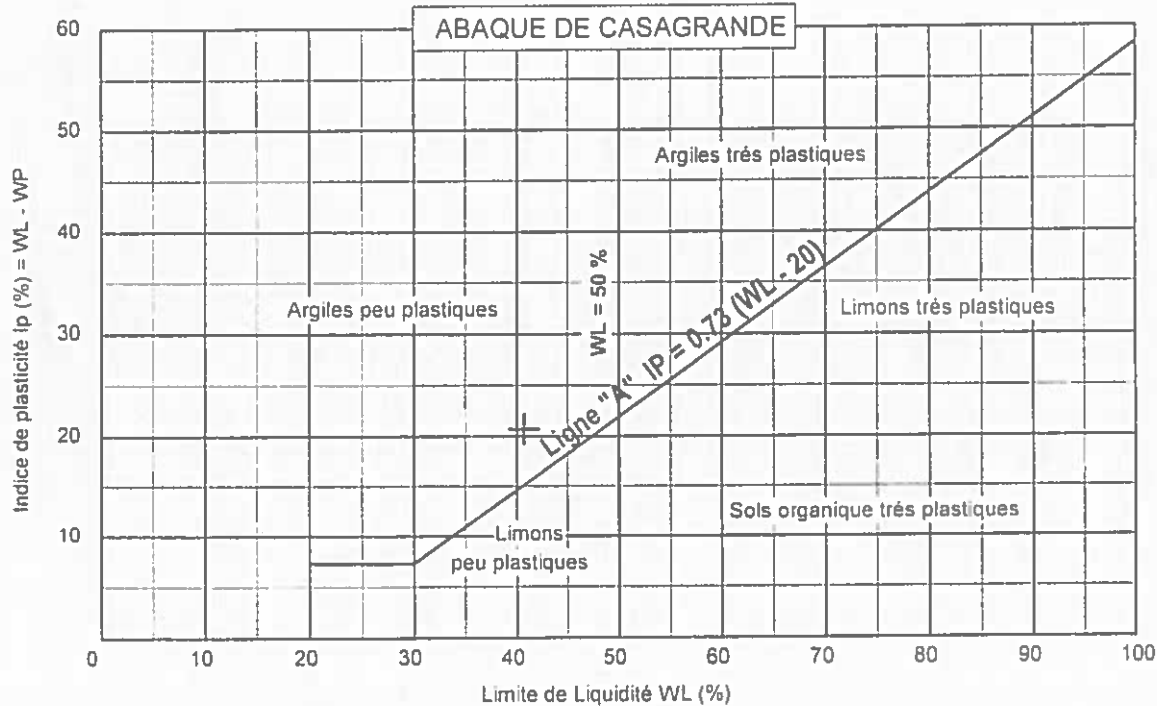
Date essais : 18/10/16

Limite de Liquidité (%) : $WL = 40,71$
 Limite de Plasticité (%) : $WP = 20,00$
 Indica de Plasticité (%) : $IP = 20,71$

Teneur en eau naturelle (%) : $Weau =$



Limite de plasticité	
Ech N°	W (%)
1	20,51
2	19,35
3	20,14



© Soltestis 2007

Remarque :

Préparé par :
 BENSADI S

Approuvé par :
 DAIBOUN S

Date :
 19/10/16

RAPPORT D'ESSAI

Limites d'Atterberg

NF P 94-051

Client :

N° Projet : 45/2016

Projet : 100 LOGTS LPA SIDI AHMED

Endroit :

Sondage n° : 02

Date essais : 18/10/16

Profondeur : 7.70/8.00

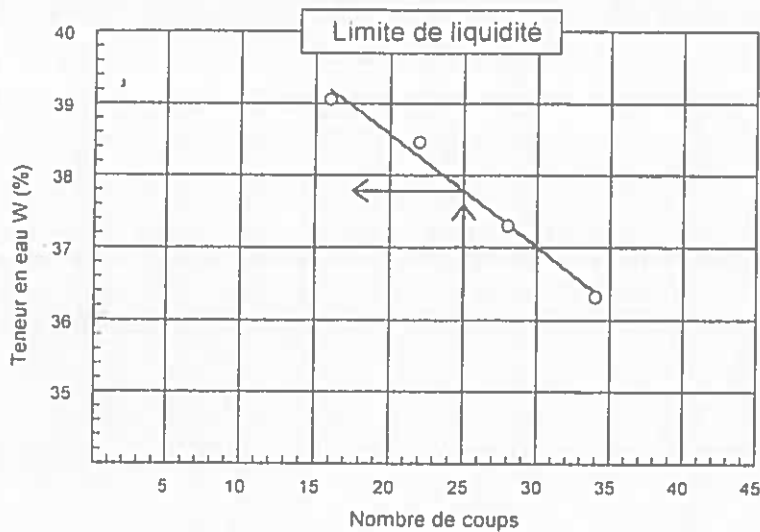
Nature :

Limite de Liquidité (%) : WL = 37,79

Teneur en eau naturelle (%) : Weau =

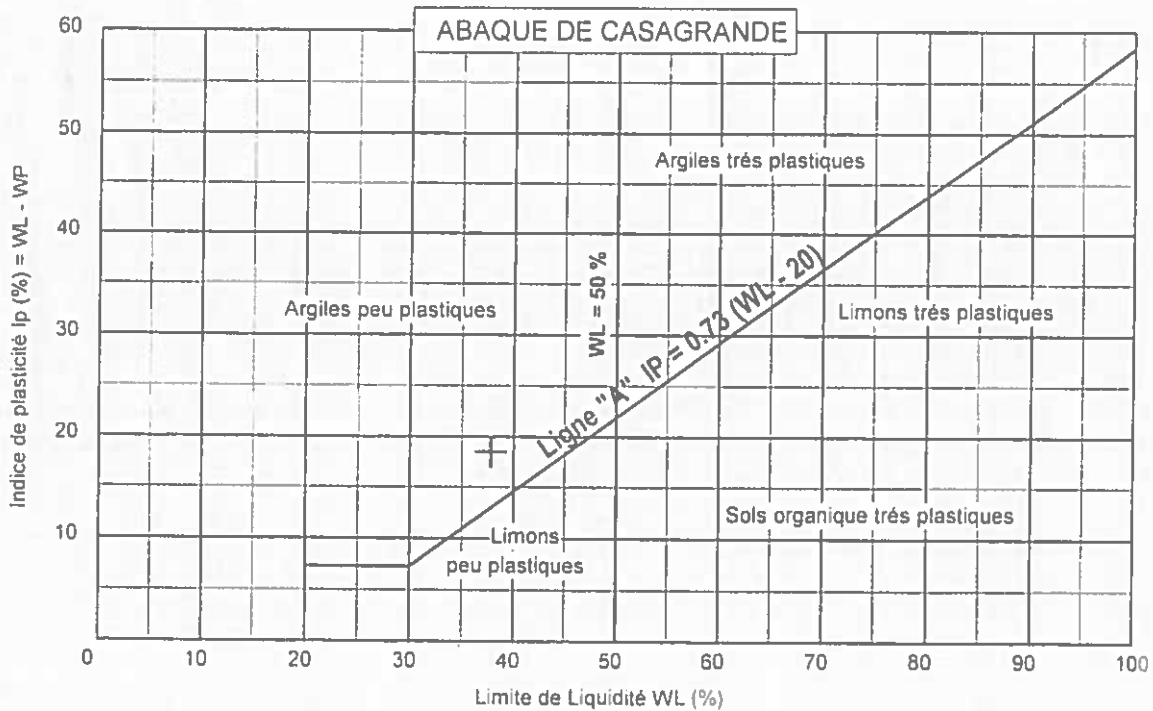
Limite de Plasticité (%) : WP = 19,29

Indice de Plasticité (%) : IP = 18,50



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	19,34
2	18,88
3	19,64



© Soliests 2007

Remarque :

Préparé par :
BENSADI S

Approuvé par :
DAIBOUN S

Date :
19/10/16