



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de technologie
Département de Génie Civil

Mémoire fin de cycle

En Vue de l'Obtention d'un Diplôme de Master en Génie Civil
Option : structures.

Etude d'un hôtel en Béton armé (R+8+Sous-sol)
à usage (touristique)
Contreventé par un système mixte (Voiles - Portiques).

Présenté par:

M^r : Mekbel Halim

M^r : Talaktrane Salah

Proposé et Encadré par :

Dr: Sadaoui Omar

Jury :
Mr LARABET
Mr ORTMACHE

Remerciements

Nous remercions le bon Dieu le tout puissant de nous avoir guidés dans le droit chemin et de nous avoir donné le courage et la patience afin de réussir ce que l'on entreprend.

Un grand merci à nos familles respectives pour leur amour leur soutien et pour tous leurs sacrifices.

Nos vifs remerciements et toute notre reconnaissance s'adressent à notre encadreur Dr. SADAoui Omar pour son aide précieuse, sa disponibilité et sa compréhension.

Nous remercions les membres du jury d'avoir accepté de juger ce travail.

Nous remercions notre amie Yasmina pour ses soutiens ainsi que tous nos amis qui ont été à nos côtés lors de la réalisation de ce travail.

A tous ceux qui nous ont aidés, Merci.

Dédicaces

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

Je dédie ce mémoire :

***A** mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail et dans*

Ma réussite toute ma reconnaissance.

***A** mes chers frères et sœur pour le courage et la volonté qu'ils m'ont toujours inculqué.*

***A** mes amis, amies qui n'ont cessé de m'encourager*

***A** mon binôme (Mekbel Halim) et à toute sa famille.*

***A** mes professeurs qui doivent voir dans ce travail la fierté d'un
Savoir bien acquis.*



Salah

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

***A la mémoire de ma chère mère, qu'elle puisse trouver la
paix éternelle.***

A toute ma famille qui m'a toujours encouragé et soutenue.

***A mon binôme SALAH pour sa confiance, sa bonne
volonté, et sa collaboration à la réalisation de ce travail.***

***A tous mes amis : Mima, Kahina, Yasmina, Lilia, Fadila,
Ouari, Toufik, Ayache et tous les autres dont je n'ai pas cité
le nom mais qui ne sont pas moins chers à mon cœur,
merci pour votre aide, votre amitié et pour tous les bons
moments passés à vos côtés.***

Halim

Sommaire

Chapitre I : Description du projet et généralité

I.1. Description du projet.....	1
I.1.1.Caractéristique géométrique de la structure.....	1
I.1.2.Caractéristique structurales del'ouvrage.....	1
I.1.3.Donée géotechnique du site.....	2
I.1.4.Les caractéristique mécanique de sol.....	Erreur ! Signet non défini.
I.1.5. Choix de contreventement	2
I.2. Caractéristique des materiau.....	3
I.2.1.Béton.....	3
I.2.2.Acier.....	3
I.2.3.Réglementation et normes utilisés	Erreur ! Signet non défini.
I.2.3.1.Sollicitations.....	5
I.2.3.2.Combinaisons d'action considérées.....	5
I.2.3.3.Conclusion :	5

Chapitre II : Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires

II.1.Introduction.....	6
II.1.1. Prédimensionnement et calcul des éléments secondaires.....	6
II.1.2. plancher à corps creux	6
II.1.2.1. poutrelles	6
II.1.3. Prédimensionnement des poutres	7
II.1.3.1.Poutres principales.....	7
II.1.3.2.Poutres secondaires.....	7
II.1.4.Prédimensionnementdes voiles.....	8
II.1.5. Pré-dimensionnement des escaliers.....	8
II.1.6.Evaluation de la décente des charges.....	10
II.1.7.Acrotère.....	12
II.1.8. Descente de charge	12
II.1.9.Vérification du poteau	13
II.1.9.1.Vérification à la compression simple.....	13
II.1.9.2.Vérification vis-à-vis du flambement :CBA 93 (art B.8.4.1).....	14
II.1.9.3. Vérification des condition du RPA 99/2003 :	15
II.2.Plancher a corp.creux.....	16
II.2.1.Présentation les schémas statique des poutrelles.....	16
II.2.1.1.Calcul des sollicitations.....	17
II.2.1.2.Ferraillage des poutrelles (Ferraillage longitudinal).....	19
II.3. Les dalles pleines.....	Erreur ! Signet non défini.
II.4.Etude de l'escalier.....	34
II.4.1.Etude de la volée	Erreur ! Signet non défini.
II.4.2.Etude de la poutre brisé.....	35
II.5.Etude de l'acrotère.....	Erreur ! Signet non défini.
II.6.Etude de l'ascenseur:	42
II.6.1.Définition.....	42
II.6.2.Etude de la dalle plein au-dessous de l'ascenseur.....	44

Chapitre III : *Etude dynamique*

III.1.Introduction.....	45
III.2.Modélisation.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.Méthodes de calcul de la force sismiques.....	Erreur ! Signet non défini.
III.4.Résultats de l'analyse dynamique.....	49
III.4.1. Disposition de les voiles de contreventement.....	49
III.4.2- Mode de vibration et taux de participation des masse.....	50
III.4.3-Vérification de la résultante des forces sismiques	52
III.4.4-Vérification de l'effort normal réduit	52
III.4.5-Justification de l'interaction (voiles-portiques)	53
III.4.6-Vérification vis-à-vis des déplacements de niveau.....	55
III.4.7-Justification vis à vis de l'effet P-Delta.....	56
Conclusion.....	56

Chapitre IV : Etude des éléments structuraux

IV.1. Introduction :.....	58
IV.1.1. Etude des poteaux:.....	58
IV.1.2.Recommandations du RPA99/Version 2003	58
IV.1.3.Sollicitations dans les poteaux.....	60
IV.1.4.Ferraillage des poteaux	60
IV.1.5. Vérifications.....	62
IV.1.6. disposition constructive des poteaux.....	65
IV.2.Etude des poutres.....	66
IV.2.1.Les sections minimales et maximales préconisées parle RPA99/V2003.....	67
IV.2.2. Sollicitations de calculs est leur ferraillage par élément.....	67
IV.2.3.Vérifications [BAEL91].....	70
IV.2.4. Schéma de ferrailages des poutres.....	72
IV.3. Etude des voiles de contreventement	74
IV.3.1.Introduction	74
IV.3.2.Les recommandations du RPA 99.....	75

Chapitre V : Etude l'infrastructure

V.1. Introduction :.....	82
V.2. Choix du type de fondations.....	82
V.2.1. vérification du mode de semelles isolées.....	82
V.2.2.Radier général	82
V.2.2.1.Définition	82
V.2.2.2. pré-dimensionnement de radier générale	83
V. 2.2.3. Estimation la portance de radier σ_{adm}	83
V.2.2.4. Modalisation radier général.....	88
V.2.2.5. Ferrailage de la dalle	89
V.2.2.6. Ferrailage des nervures	92
V.3 Etude de voile périphérique	97
V.3.1.Evaluation des charges et surcharges.....	97
V.3.2.Ferrailage du voile périphérique.....	97

Listes des Figures

Chapitre II

Figure. II.1. Plancher à corps creux (20+5).....	6
Figure. II.2. Coupe transversale d'une poutrelle.....	7
Figure. II.3. Illustration d'un voile en élévation.....	8
Figure. II.4. Vue en plan de l'escalier type 1.....	9
Figure. II.5. Schéma statique de la volée 1.....	9
Figure. II.6. L'acrotère.....	12
Figure. II.7. Distribution des charges permanente G et d'exploitation Q et a l'état ultime....	13
Figure. II.8. Vue de plancher de 1 ^{er} étage montrant la direction des poutrelles.....	16
Figure. II.9. Schéma statique de la Poutrelle.....	17
Figure. II.10. Élément de réduction (M, T) poutrelle type2.....	19
Figure II.11 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	27
Figure. II.12. Dalle sur quatre appuis.....	30
Figure.II.13. Schéma de ferrailage dalle (3).....	33
Figure.II.14. Schéma de ferrailage dalle(....2).....	33
Figure.II.15. Schéma de ferrailage dalle (7).....	34
Figure.II.16. Schéma statique de la console.....	34
Figure. II.17. Schéma de ferrailage volé encasté	35
Figure. II.18- Schéma statique poutre brisé.....	37
Figure.II.19- Schéma schema et sollicitation max poutre brisé	36
Figure.II.20- schema de ferrailage poutre brisé.....	38
Figure. II.21- Model de calcule de l'acrotère.....	39
Figure. II.22. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	42
Figure. II.23. Schéma de la cage d'ascenseur.....	42
Figure. II.24. Schéma de Ferrailage de la dalle au-dessous.....	44

Chapitre III

Figure III.1. Vue en 3D du modèle EF sous robot mellinium	45
Figure III.2- Disposition des voiles.....	49
Figure III.3. 1 ^{er} mode de vibration –translation suivant l'axe Y.....	51
Figure III.4. 2 ^{ème} mode de vibration –translation suivant l'axe X.....	51

Figure III.5- 3^{ème} mode de rotation –autour l’axe Z.....	52
--	----

Chapitre IV

Figure IV.1. Zone nodale.....	59
Figure. IV.2. Section d’un poteau.....	64
Figure. IV.3. Vue en plan des éléments de poutres principales et secondaires.....	67
Figure. IV.4. Schéma de la Zone nodal.....	73
<i>Figure. IV.5. Dispositions Voiles de contreventement</i>	75
Figure. IV.6. Schéma d’un voile plein.....	76
Figure. IV.7. Schéma de ferrailage voile Vy2.....	82

Chapitre V

Figure V.1. Zone de contact poteau- radié.....	87
Figure V.2. Chargement nodale et linéaire de radier général	90
Figure V.3. Appuis élastique sous la surface de radier général	91
Figure V.4. Sollicitation max dans une plaque de radier.....	91
Figure V.5 sollicitation dans une plaque (cartographie) de radier a L’ELU yy.	91
Figure V.5 sollicitation dans une plaque (cartographie) de radier a L’ELU xx.	91
Figure V.7. Dalle sur quatre appuis.....	92
Figure V.8. Ferrailage de la dalle du Radier.....	94
Figure V.19. Moment fléchissant à ELU sur les nervures du sens Y-Y.....	94
Figure V.10. Moment fléchissant à ELU sur les nervures du sens Y-Y.....	95
Figure V.11. diagramme moment fléchissant à ELU sur nervures X-X.....	95
Figure V.12. diagramme effort tranchant à ELU sur les nervures du sens y-y.....	96
Figure V.13 .Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	101

Liste des Tableaux

Chapitre I

Tableau I.1- Nuance des aciers ronds à béton.....	4
--	---

Chapitre II

Tableau II.1- Caractéristiques de l'escalier d'étage.....	9
Tableau II.2- Evaluation des charges et surcharges de planchers à corps creux.....	10
Tableau II.3- Evaluation des charges et surcharges de terrasse inaccessible et corps Creux	10
Tableau II.4- Evaluation des charges des paliers d'escaliers.....	10
Tableau II.6- Évaluation des charges des murs extérieurs.....	11
Tableau II.7- Évaluation des charges revenant aux dalles pleines cage ascenseur.....	11
Tableau II.8 - Évaluation des charges revenant à la terrasse accessible.....	11
Tableau II.9- Vérification à la compression simple de poteau le plus sollicités.....	13
Tableau II.10- Vérification au flambement de poteau le plus sollicités de tous les niveaux..	15
Tableau II.11- Sections des poteaux des différents niveaux.....	15
Tableau II.12- Récapitulatif des dimensions des différents éléments.....	16
Tableau II.13- les schémas statique poutrelles.....	17
Tableau II.14- Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage RDC.....	19
Tableau II.15- Ferrailage des appuis intermédiaires.....	20
Tableau II.16- Ferrailage des appuis de rive des poutrelles.....	20
Tableau II.17- Vérification des contraintes aux appuis de rives.....	22
Tableau II.18- Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires.....	22
Tableau II.19- Moments enveloppes dans les poutrelles.....	23
Tableau II.20- Coefficients de distribution des charges à l'ELS.....	24
Tableau II.21- Calcul des moments d'inerties fictives.....	24
Tableau II.22- vérification de la flèche.....	25
Tableau II.23- Résultats des moments maximaux et efforts tranchants retenus.....	25
Tableau II.24- Les sections de ferrailage en travée et en appuis.....	25

Tableau II.25 -Schémas de ferrailage des poutrelles.....	26
Tableau II.26 -Les différents types de dalles avec localisation et leurs coefficients ρ	28
Tableau II.27 -Sollicitation max dans les différents types de dalles pleins.....	30
Tableau II.28 -les différents moments de la dalle 3.....	31
Tableau II.29 - calcul du ferrailage selon I_x et I_y	31
Tableau II.30 – vérifications des contraintes à l'ELS.....	32
Tableau II.31 - Vérification des flèches.....	33
Tableau II.32 – ferrailage console a ELU.....	34
Tableau II.33 – vérification contraint	35
Tableau II.34 -recapitulatif des sollicitations.....	36
Tableau II.35 - résultat de ferrailage a la flexion simple	36
Tableau II.36 - ferrailage a la torsion	37
Tableau II.37 -vérification des contraintes.....	38
Tableau II.38 -Évaluation des charges et surcharges.....	39
Tableau II.39 - Différentes combinaisons.....	40
Tableau II.40 - Détermination de l'axe neutre.....	42
Tableau II.41 - ferrailage de la dalle.....	44
Tableau II.42 - vérification des contraintes.....	44

Chapitre III

Tableau III.1 - Coefficient de qualité.....	48
Tableau III.2 -mode de vibration et taux de participation des masses.....	50
Tableau III.2 -Vérification de la résultante des forces sismiques a la base.....	52
Tableau III.3 -Vérification de l'effort normal réduit.....	53
Tableau III.4 -l'interaction sous charges vertical.....	54
Tableau III.5 -l'interaction sous charges horizontal.....	55
Tableau III.6 -Vérification des déplacements relatifs.....	55
Tableau III.7 -Vérification de l'effet P-Delta.....	56

Chapitre IV

Tableau IV.1 -Les sections minimales et maximales préconisées par le RPA99.....	59
Tableau IV.2 -Sollicitations dans les poteaux.....	60

Tableau IV.3- Armatures longitudinales des poteaux.....	61
Tableau IV.4- Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	62
Tableau IV.5- Justification de l'effort normal réduit.....	63
Tableau IV. 6- Vérification des contraintes dans le béton.....	64
Tableau IV.7- Vérification des contraintes tangentielles.....	64
Tableau IV.8- Armatures longitudinales Min et Max dans les poutres selon le RPA99.....	67
Tableau IV.9- Sollicitation maximal et Armatures longitudinales dans les différentes Poutres.....	68
Tableau IV.10- Vérification des contraintes tangentielles.....	70
Tableau IV.11- Vérification des poutres vis à vis du cisaillement.....	71
Tableau IV.12- Vérification de l'état limite de compression du béton.....	71
Tableau IV. 13- Vérification de la flèche des poutres.....	71
Tableau IV.14- Moments résistant dans les poteaux.....	73
Tableau IV.15- moment résistants dans les poutres.....	74
Tableau IV.16- Vérification de la zone nodale.....	74
Tableau IV.17- Sollicitations dans le voile V_{x2}	78
Tableau IV.18- Ferraillage des voiles selon V_{x2}	79
Tableau IV.19- sollicitation dans le voile V_{y2}	80
Tableau IV.20- Ferraillage des voiles selon V_{y2}	80

Chapitre V

Tableau V.1. paramètre de calcule de la portance	84
Tableau V.2. Efforts résultant sollicitant le radier général	87
Tableau V.3. Etat de contraint sous le radier général.....	87
Tableau V.4. Sollicitation maximal dans une plaque de radier général.....	90
Tableau V.5. Ferraillage la plaque du radier.....	91
Tableau V.6. Résumé des résultats (vérification des contraint).....	92
Tableau V.7. Calcul des ferraillages.....	95
Tableau V.8. Vérification des contraintes à l'ELS.....	95
Tableau V.9. Schémas de ferraillage.....	96
Tableau V.10. Le calcul de ferraillage.....	98

1. Majuscules Romaines

A (ou A_s ou A_l) : Aire d'une section d'acier (longitudinal)

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

B : Aire d'une section de béton

E_s : Module de Young de l'acier

E_{ij} : Module de Young instantané à l'âge de j jours

E_{vj} : Module de Young diffère à l'âge de j jours

F : Force ou action en général

I_1 : Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)

M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service

M_u : Moment fléchissant de calcul ultime

N_{ser} : Effort normal de calcul de service

N_u : Effort normal de calcul ultime

P : Action permanente

Q : Action d'exploitation

V_u : Effort tranchant de calcul ultime

a : Largeur d'un poteau ou d'un voile

b : Largeur d'une poutre (table), d'un poteau

b_0 : Largeur de l'âme d'une poutre

d (et d_0) : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus

comprimée de la section de béton

e : Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours

g : Charge permanente unitaire

h : Hauteur d'une poutre, d'une fondation

h_0 : Hauteur du talon d'une poutre

h_1 : Hauteur du hourdis d'une poutre

j : Nombre de jours de maturité du béton

L : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau

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



Introduction Générale

Introduction générale

De nos jours, le défi que se lance les ingénieurs en génie civil est d'assurer un compromis assurant le critère économique, résistance tout en construisant des structures offrant un maximum de confort. La satisfaction des critères cités ci-dessus requièrent une étude soigneusement établie en prenant en compte tous les paramètres qui jouent un rôle favorable ou défavorable par rapport à la structure.

L'assurance des différentes exigences des règlements de construction notamment celles du **RPA** et le **BAEL** est la première démarche à envisagée.

Le présent projet de fin d'études se situe dans le cadre d'un dimensionnement et analyse d'une structure. Cette dernière s'agit d'un hôtel (**R+8**) avec sous-sol contreventée par un système mixte. Du fait de son caractère présentant un décrochement en élévation, la vérification de l'ensemble de la structure vis-à-vis du renversement est envisagée.

Pour cela nous avons réparti notre travail comme suit :

Après une introduction générale, le présent travail est divisé en (05) chapitres :Le premier chapitre de notre travail est consacré aux généralités ainsi qu'une présentation complète de l'hôtel, définition des différents éléments et le choix des matériaux à utilisés. Le second chapitre est consacré au Pré-dimensionnement des éléments structuraux et secondaires suivi par le ferrailage de ces derniers. Le troisième chapitre a pour objet de modéliser la structure sous **ROBOT** afin de tirer les données nécessaires qui nous serviront aux vérifications des exigences du RPA vis-à-vis du comportement de la structure. Quant au quatrième chapitre, ce dernier est consacré à l'étude des éléments structuraux ainsi qu'à leur ferrailage. Les valeurs des sollicitations nécessaires pour le ferrailage sont tirées du modèle numérique. Le dernier chapitre est consacré au dimensionnement et au ferrailage des fondations qui s'est réalisés en se basant sur les résultats des essai in-situ et au laboratoire réalisé sur le site et enfin, une conclusion générale.

Chapitre I

I.1. Description du projet:

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste la réalisation d'un équipement hôtelier composé d'un sous-sol et un RDC et de 8 étage destiné a l'usage Touristique accueillant simultanément plus de 300 personnes.

L'ouvrage est classé dans le groupe d'usage 1B ayant une grande importance Le site de projet est implanté dans la ville de Bejaïa a certain mètre de la rue "FRERES DAOUD" qui mène vers cité Tobal wilaya de Bejaia d'après le RPA99 Version 2003 l'ouvrage est classé en zone sismique 2A moyen sismicité.

I.1.1. Caractéristique géométrique de la structure:

-Superficie du bâtiment:700m²

-Hauteur totale:31.8m ;B_{min}=15.97m

-Hauteur de sous-sol :4.5m ;B_{max}=20.5m

-Hauteur de RDC:3.57m ;L_{min}=38.49m

-Hauteur de (1er) étage:3.91m ;L_{max}=39.15m

-Hauteur de (2eme) étage:3.74m

-Hauteur de (3, 4, 5, 6, 7,8eme) étage:3.23m

-Hauteur de l'acrotère:0.6m

I.1.2. Caractéristique structurales de l'ouvrage sont:

Les principaux éléments structuraux de l'ouvrage sont les suivant:

- les planchers des étages courant sont conçus en corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissants dans son plan aux éléments de contreventement.
- La dalle des paliers, des volées, de l'ascenseur, local machine, élément porteur en béton armé, son épaisseur dépend des conditions d'utilisation.

- **L'acrotère**

C'est un élément en béton armé encastré a une terrasse et joue le rôle de Gard corps

- **Escaliers**

Ensemble des supports plans (degré, marche) de façon assurer la circulation des personnes entre deux ou plusieurs niveaux notre structure contient 3 type d'escalier:(tournant, escalier droit, escalier hélicoïdale en charpente métallique)

- **Maçonnerie**

La réalisation de la maçonnerie se fait a base de briques creuses:

-Murs extérieur: toutes les cloisons extérieurs seront exécutées avec les briques creuses, en double paroi (10cm l'intérieur, 15cm extérieur) avec une âme d'air de 5cm

-Murs de séparation intérieure: toutes les cloisons intérieures seront exécutées en briques creuses de 08 trous ayant une épaisseur de 10cm

- **Cage d'ascenseur**

La censeure est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes entre les différents niveaux de la construction, la cage d'ascenseur est conçue en béton armé d'épaisseur moyen 15cm

- **Terrasse**

Notre projet comporte deux types de terrasse:

-Terrasse accessible: se situe au niveau +12.5m, permettant le passage au locale machine

-Terrasse inaccessible: se situe au niveau+ 31.8

I.1.3. Données géotechnique du site

D'après le rapport de sol , la région du site est constituée par des terrains du Quaternaire Mio-pliocène et de crétacé supérieur, ils sont essentiellement représentés par les alluvions anciennes brèche ,argile bleue ,flysch ,marne et marno-calcaire et des conglomérats, Localement le site est représenté par les alluvions anciennes(des dépôts limoneux, sables et cailloutis).

-selon la classification des sols adopté par L.C.P.C, ces échantillons sont essentiellement des sols fins représentés par des limons sableux argileux (moyen compact),

-Le site est classé au catégorie S4 selon RPA99 /2003,

Suite au résultat de l'ensemble des essais effectués une conclusion a été donnée comme suite:

-La profondeur d'ancrage minimal 5m au dessous de la sout

I.1.4.Les caractéristique mécanique de sol au profondeur (9.8 à 10.3m):

- ✓ Angle de frottement interne apparent du sol $\phi=5^\circ$
- ✓ Coefficient de cohésion interne apparent du sol $C_u=0.207$ bars

D'après l'analyse chimique, le sol est moyennement agressif vis a vis de béton en fondation (classe XA.2) et la teneur en carbonates indique que les sols sont légèrement marneux

I.1.5. Choix de contreventement:

D'après la condition du RPA99/version2003, on à la hauteur total qui égale a 31.8m > 14m donc est judicieux d'adopter un contreventement mixte portique-voile

Systeme de contreventement mixte avec justification d'interaction portique-voile

Notre ouvrage reprend aux conditions du RPA99/version 2003 article (3.4.A.4a), pour ce genre de contreventement on doit vérifier un certain nombre de conditions:

_ Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, sous combinaison fondamentale (ELS)

_ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu' aux sollicitations résultant de leur interaction a tous les niveaux.

_ Les portique doivent reprendre, autre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.2.Caractéristique des matériaux

Les matériaux utilisé dans la construction sont normalisés et exigé selon le règlement technique de conception BAEL91/99

I.2.1.Béton

Est un matériau de construction compose d'un mélange de granulats de sable et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (ciment),avec l'incorporation des armature(ronds à béton), les éléments structuraux en béton sont capables de résister aux sollicitations internes (M,N,T)

La résistance caractéristique du béton est obtenue a partir des essais de compression a l'âge de 28 jours après le coulage de béton sur une éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm non traité thermiquement la résistance a la compression est de 25MPa

$$F_{ij} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 2.1 \text{MPa} \quad \text{CBA93 (art. A2-112)}$$

- **Contrainte limite de béton:**

- ✓ **Etat limite ultime (L'ELU):** $F_{bu} = (0.85 * f_{c28}) / (\theta * \gamma_b)$ CBA93

Avec: $\gamma_b = 1.5$ en cas des situations durable ou transitoires

$\gamma_b = 1.15$ en cas des situations accidentelles

$\theta = 1$ lorsque $T > 24h$

$\theta = 0.9$ lorsque $1h < T < 24h$

$\theta = 0.8$ lorsque la durée probable d'application

- ✓ **État limite service (L'ELS):** $\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{MPa}$

- ✓ **Module déformation longitudinal du béton:**

$$E_{ij} = 1100 * \sqrt[3]{(f_{cj})} = 32164.2 \text{MPa}$$

- ✓ **Module instantané de déformation différée:**

$$E_{vj} = 3700 * \sqrt[3]{(f_{cj})} = 10818.86 \text{MPa}$$

✓ **Coefficient de poisson:**

L'ELU : $\nu=0$ calcule des sollicitations

L'ELS : $\nu=0.2$ calcule des déformations

I.2.2.Acier:

L'acier utilisé comme matériau de construction utilise pour renforcement de béton son rôle et de reprendre les efforts de traction.les caractéristiques techniques (Nuance) des armatures utilisé pour le ferrailage sont résumées dans le tableau suivant :

	acier rend lisse		Acier en HA		Etrier soudé
Désignation	Fe215	Fe235	Fe400	Fe500	Fe500
Fe [MPa]	215	235	400	500	500

Tableau I.1-Nuance des aciers ronds à béton

• **Contrainte limite d'acier:**

✓ **L'ELU :** $\sigma_s = f_e / \gamma_s$ pour $\xi_{se} \leq \xi_s < 10\%$

$$\sigma_s = E_s * \xi_s \text{ pour } \xi_s < \xi_{se} \quad \text{avec : } \xi_s = f_e / (\gamma_s * E_s)$$

$\gamma_s = 1$ pour cas accidentel

ξ_s : allongement relatif

E_s : module d'élasticité de l'acier $2*10^5$ MPa

✓ **L'ELS :** Cas de fissuration peu nuisible (pas de vérification) avec : $n=1.6$ pour HA

$$\text{Cas de fissuration pré nuisible : } \sigma_s \leq \min \left(\frac{2}{3} * f_e, 110 \sqrt{(n * f_{tj})} \right)$$

$$\text{Cas d'une fissuration très nuisible : } \sigma_s \leq \min \left(0.5 * f_e, 90 \sqrt{(n * f_{tj})} \right)$$

I.2.3. Réglementation et normes utilisés :

L'étude du projet est réaliser suivant les règlements (DTR) de calcul et de conception qui sont en vigueur actuellement en Algérie a savoir :

- Le CBA93 (Code de Béton Armé) et le BAEL 99 ;
- Le RPA 99 version 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Réglementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles)

I.2.3.1.Sollicitations

Les sollicitations sont des efforts (efforts normaux, efforts tranchants) et des moments (moment de flexion et moment de torsion) elles sont calculées par des combinaisons d'action donnée comme suite :

1.2.3.2. Combinaisons d'actions considérées

Conformément a la réglementation technique en vigueur en l'occurrence (CBA93 et RPA99/version 2003), les principales combinaisons d'action considérées dans le dimensionnement des éléments structuraux sont les suivants :

$$\text{a)-Combinaisons fondamentales (situation durables) : } \begin{cases} \text{ELS : } G + Q \\ \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \end{cases}$$

b)-Situations accidentelles (combinaisons sismiques) :

$$\begin{cases} G + Q + Ex \\ G + Q + 1.2Ex \\ 0.8G + Ex \end{cases} \Rightarrow \text{ET} \begin{cases} G + Q \pm Ey \\ G + Q \pm 1.2Ey \text{ (portique auto stable)} \\ 0.8G \pm Ey \end{cases}$$

Chapitre II

II.1.Introduction

Le but de ce chapitre est de pré dimensionner les différents éléments de notre structure est de calculer des éléments secondaire (planchers, escalier, dalles pleins, acrotère et l’ascenseur). Pour le faire on fait appel aux règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93).

Les éléments secondaires sont des éléments non structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement. Ces éléments n’apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques.

II.1.1. pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires

II.1.2.Plancher à corps creux

Le plancher est un élément porteur il est composé de corps creux et des poutrelles et la dalle de compression. Son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition suivant :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2.4 CBA93})$$

_ h_t : hauteur total du plancher.

_ L : distance maximale entre nus d’appuis dans le sens de la disposition des poutrelles

$$ht \geq \frac{(578-40)}{22.5} \Rightarrow ht \geq 23.91 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d’une épaisseur de $ht = 25\text{cm}$:
 { 20cm: l’épaisseur de corps creux
 { 5cm: dalle de compression

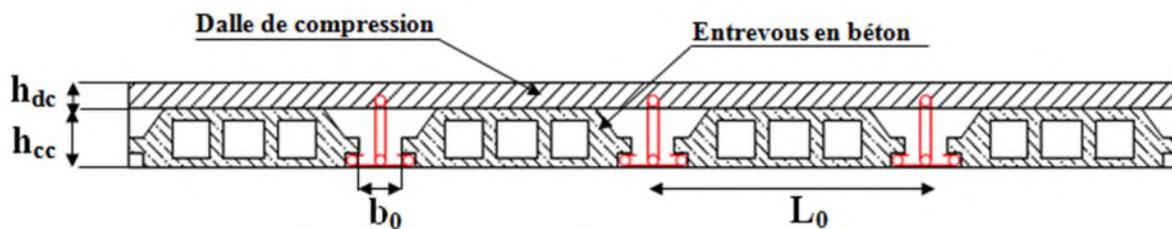


Figure. II.1. Plancher à corps creux (20+5)

II.1.2.1.Poutrelles : Une poutrelle désigne un élément porteur d’un plancher en béton, qui assure la transmission des charges aux poutres, elle se calcule comme une section en T.

b : Largeur efficace.

b_0 : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement entre 8 et 14 cm.

h_0 : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher).

h_c : Hauteur de la dalle de compression.

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \quad \dots\dots\dots (\text{CBA .Art 4.1.3})$$

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

L_y^{min} : Longueur minimale entre nus d’appuis dans le

Sens de la disposition des poutrelles.

Donc on a ce qui suit :

$$h=25\text{cm}; h_0=5\text{cm}; b_0= 12 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$L_y^{\min} = 303 - 40 = 263 \text{ cm}$$

$$\frac{b-12}{2} \leq \min\left(\frac{53}{2}; \frac{263}{10}\right) \Rightarrow \frac{b-10}{2} \leq \min(26.5, 26.3)$$

$$\Rightarrow b = 26.3 \times 2 + 12 = 64.6\text{cm}$$

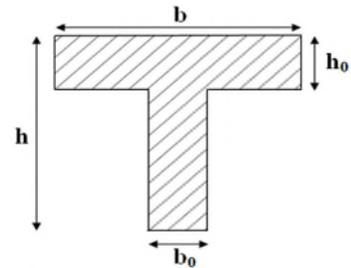


Figure. II.2. Coupe transversale d'une poutrelle

II.1.3. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments (soit en T ou rectangulaire), elles sont classées dans la catégorie des éléments structuraux, et leur rôle principal est la transmission des charges verticales au système porteur (poteaux et voiles).

Leur pré-dimensionnement est donné par les formules empiriques suivantes :

$$\frac{l_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{\max}}{10} \quad \text{Avec } l_{\max} : \text{ la portée max.}$$

Condition du RPA

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{tous les conditions vérifier}$$

II.1.3.1. Poutres principales

Les poutres principales reprennent les charges du plancher, elles sont perpendiculaire aux poutrelles.

On prend $b= 35 \text{ cm}$ et $L_{\max} = 710-40 = 670\text{cm}$

$$\frac{670}{15} \leq h \leq \frac{670}{10} \Rightarrow 44.66 \text{ cm} \leq h \leq 67 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend: } \begin{cases} h = 55 \text{ cm} \\ b = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification des Conditions du RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifiée} \\ h = 55 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} = \frac{55}{35} = 1.5 < 4 \dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

II.1.3.2. Poutres secondaires :

Sont des poutres qui chainent le diaphragme et les éléments verticaux parallèlement au sens des poutrelles(ou bien dans la direction perpendiculaire aux poutres porteurs

On prend $b= 35 \text{ cm}$

$$M_{\max} = 578 - 40 = 538\text{cm}$$

$$\frac{538}{15} \leq h \leq \frac{538}{10} \Rightarrow 35.86 \leq h \leq 53.8$$

On prend $h = 50$ cm

Vérification des Conditions du RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifiée} \\ h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} = \frac{50}{35} = 1.42 < 4 \dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

II.1.4. pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments de contreventement vertical, généralement en béton armé. Ils sont pleins ou comportant des ouvertures. Ils assurent deux fonctions principales :

- ✓ Ils sont porteurs ce qui leur permet la reprise d'une partie des charges verticales ;
- ✓ Une fonction de contreventement qui garantit la stabilité sous l'action des charges horizontales.

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 99/ (2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 15 \text{ cm.} \\ e \geq \frac{h_e}{20} \\ L \geq 4 e. \end{array} \right.$$

Avec :

h_e : hauteur libre d'étage.

e : épaisseur du voile.

L : longueur du voile.

- ✓ On a:

$$h = 391 \text{ cm;}$$

$$h_e = 391 - 35 = 356 \text{ cm.}$$

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{20} ; 15 \right]$$

$$e \geq \max \left[\frac{356}{20} ; 15 \right] \Rightarrow e \geq \max [17.8 ; 15]$$

On adopte pour : **$e = 20$ cm (pour l'ensemble des voiles de contreventement)**

Remarque : pour les voiles de l'ascenseur et le monte-charge en adopte des voiles de 15cm

II.1.5. pré dimensionnement des escaliers :

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ La hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- ✓ La largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.

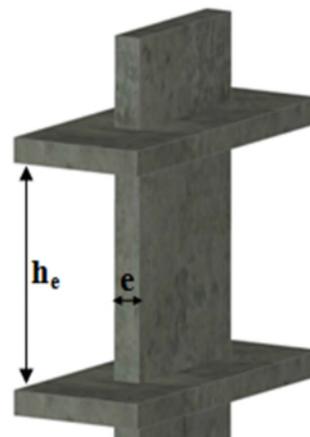


Figure. II.3.illustration d'un voile en élévation

- ✓ La formule empirique de **Blondel** : $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$.
- ✓ $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

Avec :

$n - 1$: nombre de marche ;

L : longueur de la volée ;

n : nombre de contre marche.

- Escalier tournant a quatre volées au niveau de RDC jusqu' au 8eme :

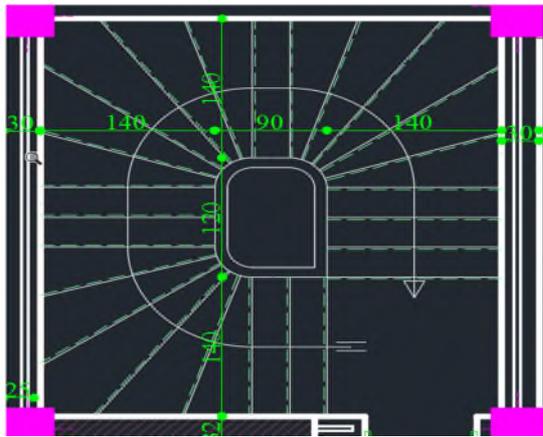


Figure. II.4.vue en plan de l'escalier type 1 encastré a la poutre brisé

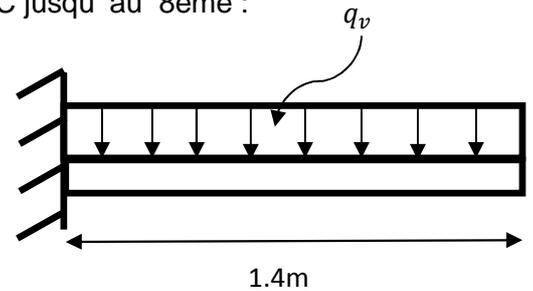


Figure. II.5.schéma statique de la volée

Calcul de la volée :

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

$n=23 \quad n-1=22$

On : $H=3.9 \text{ m} = \text{cm} ; h = 17 \text{ cm}$

$g = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$

On a: $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm} \Rightarrow 60 \text{ cm} \leq (2 \times 16.3) + 30 \leq 65 \text{ cm} \Rightarrow 60 \text{ cm} \leq 62.6 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

Le giron d'une marche est : $g = 30 \text{ cm}$.

La hauteur d'une contre marche est : $h = 16.3 \text{ cm}$.

- ✓ Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

La longueur développée est : $L = L_{ev} + L_{PP}$

$\alpha = \text{tg}^{-1} \left(\frac{97.8}{230} \right) \approx 23^\circ$

$L_{ev} = \sqrt{(97.8)^2 + (230)^2} = 2.5 \text{ m} \Rightarrow L = 2.5 + 1.4 = 3.9 \text{ m}$.

Tableau II.1- Caractéristiques de l'escalier d'étage

Numéro d'étage	Volée 1	Volée 2	Volée 3	Volée 4	Hauteur d'étage
H(m)	0.978	1.140	0.978	0.814	3.91 m
N	6	7	6	5	
n-1	5	6	5	4	
g(cm)	29.5	29.5	29.5	29.5	
h (cm)	16.3	16.3	16.3	16.3	
α (°)	23	18.35	17.27	17.43	
Épaisseur (e) cm	17	17	17	17	

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{390}{30} \leq e \leq \frac{390}{20} \Rightarrow 13 \leq e \leq 19.5 \Rightarrow e=17 \text{ cm.}$$

II.1.6. Evaluation de la décente des charges :

Tableau II.2- Evaluation des charges et surcharges de planchers à corps creux

N°	Couche		Poids volumique (kN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage		20	0.02	0.4
2	Mortier de pose		20	0.02	0.4
3	Lit de sable		17	0.02	0.34
4	Plancher r	Corps creux	/	0,20+0,05	3.45
5		Dalle pleine	25	0.15	3.75
6	Cloisons de séparation		10	0.1	1
7	Enduit et plâtre		0.1	0.02	0.2
Charge permanent G (Corps creux)					5.79
Charge permanent G (dalle pleine)					6.09

Tableau II.3- Evaluation des charges et surcharges de terrasse inaccessible et corps creux.

N°	Couche		Poids volumique (kN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Protection gravillon		20	0.05	1
2	Étanchéité multicouche		6	0.02	0.12
3	Forme de pente		22	0.10	2.2
4	Isolation thermique en liège		4	0.04	0.16
5	Plancher	Corps creux	/	0.2+0.05	3.45
6		Dalle pleine	25	0.15	3.75
7	Enduit et plâtre		0.1	0.02	0.2
Charge permanent G (Corps creux)					7.13
Charge permanent G (dalle pleine)					7.43

Tableau II.4-Evaluation des charges des paliers d'escaliers.

N°	Couche	Poids volumique (kN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
----	--------	---	------------------	--

1	Dalle pleine	25	0.15	3.75
2	carrelage	20	0.02	0.4
3	Mortier de pose	20	0.02	0.4
4	Lit de sable	17	0.02	0.34
5	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanent G				5.16
Q escalier				2.5

Tableau II.5-Évaluation des charges transmises aux volées d'escalier

Couche	Poids volumique (kN/m^3)	Épaisseur (m)	Type 1 (KN/m ²)			
			Volée1	Volée2	Volée3	Volée4
Dalle pleine	25	0.17/cos (23°)	4.62	4.48	4.45	4.45
Marbre	Horizontal	0.025	0.7	0.7	0.7	0.7
	Vertical	0.025h/g	0.38	0.38	0.38	0.38
Mortier de pose	Horizontal	0.02	0.4	0.4	0.4	0.4
	Vertical	0.02h/g	0.217	0.217	0.217	0.217
Enduit de plâtre	10	0.02/cos (23°)	0.217	0.21	0.21	0.21
Poids des marches	22	h/2	1.8	1.8	1.8	1.8
Charge permanent G			8.33	8.19	8.16	8.16
Q escalier			3.5			

Tableau. II.6-Évaluation des charges des murs extérieurs

Désignation des éléments	Épaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Brique creuses	0.15	1.3
Lame d'aire	0.15	/
Brique creuses	0.1	0.9
Enduit de ciment extérieur	0.02	0.36
Enduit en plâtre intérieur	0.02	0.2
Charge permanent total	G=2.76 (KN/m)	

Tableau II.7.Évaluation des charges revenant aux dalles pleines cage ascenseur

Couches	Poids volumique (kN/m^3)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	25	0.20	5
Étanchéité multicouche	6	0.01	0.06
Forme de pente	22	0.1	2.2
Isolation thermique	2	0.04	0.08
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Gravillon de protection	20	0.02	0.4
Charge permanent G			7.94

Charge d'exploitation Q	1
--------------------------------	----------

Tableau II.8 - Évaluation des charges revenant à la terrasse accessible

Couches	Poids volumique (kN/m^3)	Épaisseur(m)	Poids (KN/m^2)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Étanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Plancher Corps creux	/	0.25	3.45
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Enduit plâtre	10	0.02	0.2
Forme de pente	22	0.1	2.2
Lit de sable	17	0.02	0.34
Charge permanente G			7.27
Charge d'exploitation Q			2.5

II.1.7. Acrotère

L'acrotère est un élément réalisé en béton armé, Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, Il sert aussi à l'accrochage des matériaux de travaux d'entretien des bâtiments. L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale due au séisme

$$S = (0.6 \times 0.15) + [(0.1 + 0.07) \times 0.12/2] = 0.1002 \text{ m}^2$$

- **Charge Permanente**

- **Poids propre**

$$G = \gamma_b \times S \times 1 \Rightarrow G = 25 \times 0.1002 \times 1 \Rightarrow G = 2.505 \text{ KN/ml}$$

- **Enduit de ciment**

$$G = \gamma_c \times e \Rightarrow G = 18 \times 0.04$$

$$G = 2.505 + 0.72 \Rightarrow \text{charge permanente total} \Rightarrow G = 3.225 \text{ KN/ml}$$

- **La Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$**

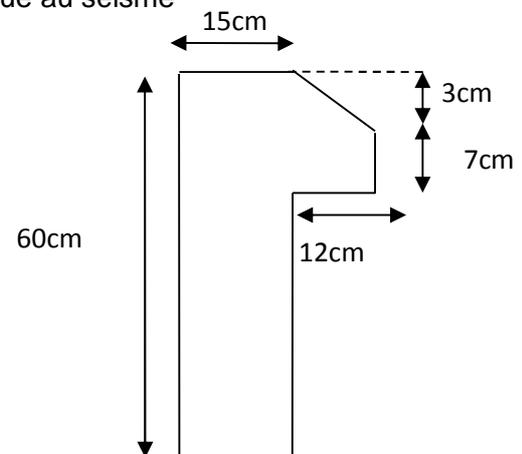


Figure. II.6. L'acrotère

II.1.8. Descente de charge

La descente des charges permet l'évaluation des charges revenant au poteau le plus solliciter il consiste à évaluer : le poids propre de l'élément, la charge de plancher qu'il supporte, la part de cloison qui lui revient, les éléments secondaires (escalier) les surcharges d'exploitation reprises par le poteau étudié seront calculées en respectant la Loi de dégression définie par le DTR comme suite :

- ✓ Sous la terrasse Q_0 .
- ✓ Sous le dernier étage..... $Q_0 + Q_1$.
- ✓ Sous l'étage immédiatement inférieur..... $Q_0 + 0.95 \cdot (Q_1 + Q_2)$.
- ✓ Sous l'étage immédiatement inférieur..... $Q_0 + 0.90 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

✓ Pour $n \geq 5$ $Q_0 + (3 + n / (2n)) + (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

N : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (P1) sont récapitulés dans la figure ci-dessous :

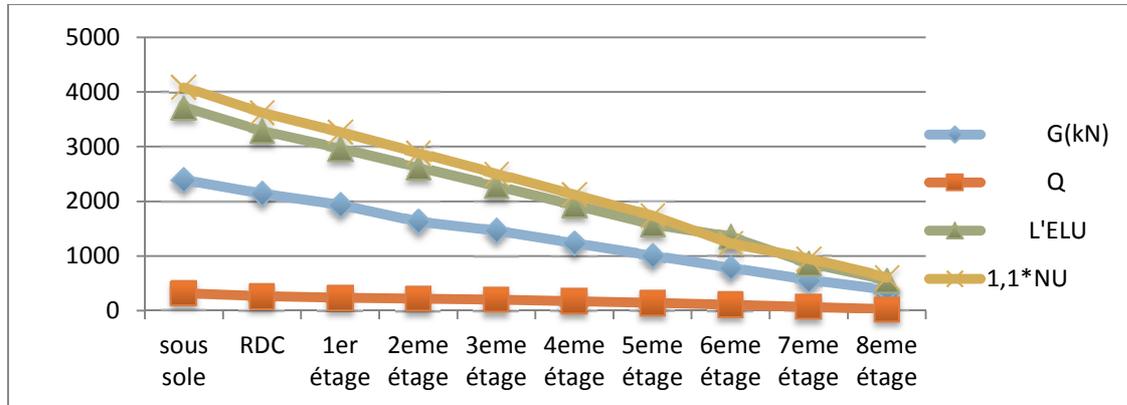


Figure. II.7. Distribution des charges permanente G et d'exploitation Q et à l'état ultime

$N_u^* = 3908.29 \text{ kN}$ obtenue à partir de logiciel robot \cong à celle calculé 4094.1 kN

II.1.9. Vérification du poteau

II.1.9.1. Vérification à la compression simple : exemple (sous-sol)

$G = 1722.16 \text{ kN}$ et $Q = 321.5 \text{ kN}$

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1). Le poteau selon le sens principal est un poteau voisin de rive dans un portique plus deux travées donc N_u sera majoré de 10%.

$N_u^* = 1.1 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$ avec $N_u^* = 1,1 N_u \Rightarrow N_u^* = 4094.10 \text{ kN}$

$\frac{N_u^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}$; Tel que : $\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$ d'où $\Rightarrow B \geq \frac{N_u^*}{\bar{\sigma}_{bc}}$

$B_{cal} \geq \frac{N_u^* \times \gamma_b}{0.85 \times f_{c28}} = \frac{4094.1 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.29$

Avec $B = 0.65 \times 0.6 = 0.39 \text{ m}^2$, donc $B = 0.39 \text{ m}^2 > B_{cal} = 0.217 \text{ m}^2 \Rightarrow$ C'est vérifié.

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau ci-après :

Tableau II.9- Vérification à la compression simple de poteau le plus sollicités

Etage	Nu' (kN)	Comparaison (B > B cal)		Observations
		B (m ²)	B cal (m ²)	
8	620.47	0.18	0.044	Vérifiée
7	955.54	0.18	0.067	Vérifiée
6	1228.95	0.225	0.086	Vérifiée

5	1741.32	0.225	0.123	Vérifiée
4	2127	0.275	0.150	Vérifiée
3	2507.31	0.275	0.177	Vérifiée
2	2890.14	0.33	0.203	Vérifiée
1	3266.38	0.33	0.23	Vérifiée
RDC	3621.86	0.39	0.255	Vérifiée
Sous sol	4094.1	0.39	0.29	Vérifiée

II.1.9.2. Vérification vis à vis du flambement : CBA 93 (art B.8.4.1)

La condition de non flambement est la suivante : $N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$

B_r : section réduite du béton. **Et** A_s : section des armatures.

$\gamma_b=1.5$: coefficient de sécurité du béton. **Et** $\gamma_s= 1.15$: coefficient de sécurité du béton.

α : coefficient réducteur qui est en fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } 0 < \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

L'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$ **avec** l_f : longueur de flambement ; $l_f = 0.7 \times l_0$; longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{h \times b^3}{12} = 0.0117$

$0.8\% B_r \leq A_s \leq 1.2\% B_r$

On prend $A_s = 1\% B_r$

$$B_{rcal} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \Rightarrow B_r = (a - 2) \times (b - 2)$$

Il faut vérifier que : $B_r \geq B_{rcalc}$ (sous-sol)

$l_f = 0.7 \times l_0$ **Avec** : $l_0 = h_{pot} - h_{poutre} = 4.5 - 0.7 = 3.8 \text{ m}$

$l_f = 0.7 \times 3.8 = 2.66 \text{ m}$

$$i = \sqrt{\frac{1.2 \times 10^{-2}}{0.65 \times 0.6}} = 0.185 \text{ m} \quad \text{et} \quad \lambda = \frac{2.072}{0.187} = 14.22 \text{ m}$$

$0 < \lambda < 50$:

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{14.22}{35}\right)^2} = 0.822 \quad \text{avec} \quad A_s = 0.01 B_r \quad B_r = 0.3654m^2$$

$$B_r \geq \frac{4.0941}{0.8 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.226$$

$B_r \geq B_{r\text{calc}}$ **vérifiée** (il n'y a pas de risque de flambement)

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau ci-après :

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

Etage	Nu' (kN)	i (m)	λ	α	Comparaison ($B_r > B_r \text{ cal}$)		Observations
					Br (m^2)	Br cal	
8	620.47	0.131	13.3	0.833	0.1634	0.034	Vérifiée
7	955.54	0.131	13.3	0.833	0.1634	0.053	Vérifiée
6	1228.9	0.144	12.29	0.829	0.2064	0.067	Vérifiée
5	1741.3	0.144	12.29	0.829	0.2064	0.097	Vérifiée
4	2127	0.159	11.13	0.832	0.2544	0.118	Vérifiée
3	2507.31	0.159	11.13	0.832	0.2544	0.137	Vérifiée
2	2890.14	0.174	12.22	0.83	0.31	0.158	Vérifiée
1	2459.32	0.173	13	0.827	0.31	0.179	Vérifiée
RDC	3621.86	0.189	10.55	0.833	0.36	0.197	Vérifiée
Sous sol	4049.1	0.187	14.22	0.822	0.36	0.226	Vérifiée

II.1.9.3.Vérification des conditions du RPA 99/2003 :

Les trois conditions sont **vérifiées**.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

Tableau II.11-Sections des poteaux des différents niveaux

Niveaux	Sections des poteaux (a*b)
---------	----------------------------

Sous-sol et RDC	(60*65)
1 et 2	(55*60)
3 et 4	(55*50)
5 et 6	(50*45)
7 et 8	(40*45)

Tableau II.12-Récapitulatif des dimensions des différents éléments

Les éléments		Les dimensions (cm)
Plancher à corps creux		(20+5) cm
Dalle Pleine	1	e =15cm
	2	e =20cm
Escalier		e =15 cm
Poutres	Secondaires	(35 × 55) cm ²
	Principal	(35 × 50) cm ²
Voiles	RDC et étage courant	e = 20 cm

II.2. Plancher a Corp. Creux

II .2.1. Présentation les schémas statique des poutrelles

Les poutrelles sont disposées parallèlement au petit porté et le sens le plus grand nombre d'appuis

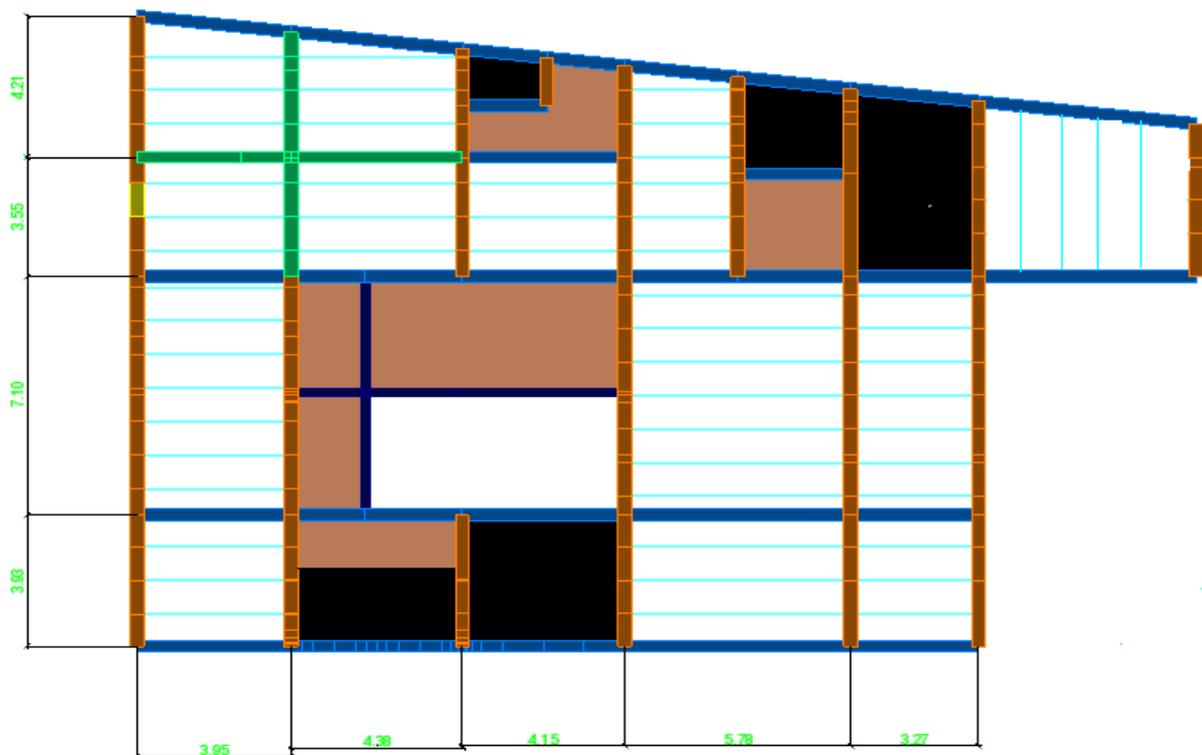
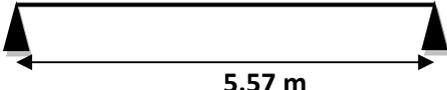
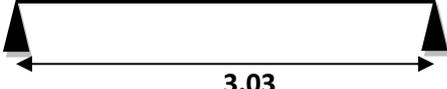
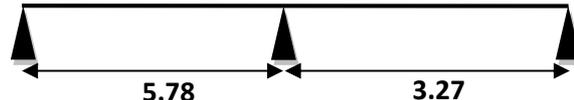
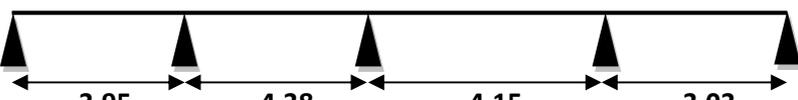


Figure. II.8.Vue de plancher de 1^{er} étage montrant la direction des poutrelles

Tableau II.13-les schémas statique poutrelles

Niveau	Type	schémas statiques des poutrelles
Etage 1	T1	
	T2	
	T3	
	T4	
	T5	

II.2.1.1. Calcul des sollicitations

- **NOTE** : la plupart des types des poutrelles obéissent au calcul par la méthode de Caquot avec minoration
- **Exemple illustratif** : Exemple de calcul d'une poutrelle Etage 1 (Type 04)

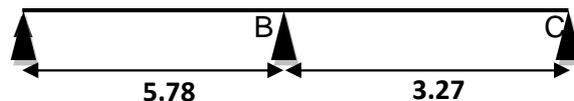


Figure. II.9. Schéma statique de la Poutrelle

$$G = 5.76 \text{ KN/m}^2 \quad G' = \frac{2}{3} G = 3.84 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 5 \text{ KN/m}^2 \text{ (salle des fetes)}$$

Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$)

$Q = 5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(11.52, 5 \text{ KN/m}^2)$ **vérifiée.**

Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$.

$1.25 \leq \frac{5.78}{3.27} = 1.76 < 1.25$ **Non vérifiée**

Le moment d'inertie constant sur toutes les travées..... **vérifiée.**

Fissuration peu nuisible (F.P.N)..... **vérifiée.**

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée donc on passe à la méthode de **Caquot** avec minoration

• **Calcul des charges sous G**

$$\begin{cases} P_u = (1.35 \times 5.76 + 1.5 \times 5) \times 0.65 \\ P_s = (5.76 + 5) \times 0.65 \end{cases} \quad \text{D'où} \quad \begin{cases} P_u = 9.93 \text{ KN/m} \\ P_s = 6.99/m \end{cases}$$

• **Calcul des charges sous G'**

$$\begin{cases} P_u = (1.35 \times 3.84 + 1.5 \times 5) \times 0.65 \\ P_s = (3.84 + 5) \times 0.65 \end{cases} \quad \text{D'où} \quad \begin{cases} P'_u = 8.24 \text{ KN/m} \\ P'_s = 5.75/m \end{cases}$$

- **Moment isostatique** $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{AB}^U = \frac{8.24 * 5.78^2}{8} = 34.41 \text{ KN.M} \\ M_{AB}^S = \frac{5.75 * 5.78^2}{8} = 24.01 \text{ KN.M} \end{array} \right. \quad \text{ET} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{BC}^U = \frac{8.24 * 3.27^2}{8} = 11.01 \text{ KN.M} \\ M_{BC}^S = \frac{5.75 * 3.27^2}{8} = 7.68 \text{ KN.M} \end{array} \right.$$

➤ **Moment aux appuis**

- **Moments aux appuis de rive (A et C)**

$$M_A = M_C = -0.15M_0 \left\{ \begin{array}{l} M_A^u = M_C^u = -0.15 \times 34.41 = -5.16 \text{ KN.m} \\ M_A^s = M_C^s = -0.15 \times 11.01 = -1.65 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Moment en appui intermédiaire (B)**

$$\ell'_g = \ell_g = 5.78\text{m} \quad \text{Et} \quad q'_g = q'_d \Rightarrow M_B = \frac{q'_g * \ell_g^3 + q'_d * \ell_d^3}{8.5 * (\ell_g + \ell_d)} \quad \text{avec} \quad \ell'_d =$$

$$\ell_d = 3.27 \left\{ \begin{array}{l} ELU = M_B = \frac{8.24 * (5.78^3 + 3.27^3)}{8.5 * (5.78 + 3.27)} = -2.96q'_u = -24.43 \text{ KN.m} \\ ELS = M_B = \frac{5.75 * (5.78^3 + (3.27^3))}{8.5 * (5.78 + 3.27)} = -2.96q'_s = -17.04 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Moment en travée (Travée AB)**

$$X = \frac{\ell_{AB}}{2} - \frac{-M_{AB}}{q_u * \ell_{AB}} = \frac{5.78}{2} - \frac{24.43}{9.93 * 5.78} = 2.46\text{m}$$

$$M_t^{AB} = q \times \frac{x}{2} \times (\ell_{AB} - x) + M^A \times \left(1 - \frac{x}{\ell_{AB}}\right) + M^B \times \frac{x}{\ell_{AB}} \quad \text{avec} \quad M^A = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} ELU \quad M_t^{AB} = q_u \times \frac{2.46}{2} (5.78 - 2.46) - 2.96q'_u \times \left(\frac{2.46}{5.78}\right) = 4.08q_u - 1.26q'_u = 30.14 \text{ KN.M} \\ ELS \quad M_t^{AB} = q_s \times \frac{2.46}{2} (5.78 - 2.46) - 2.96q'_s \times \left(\frac{2.46}{5.78}\right) = 4.08q_s - 1.26q'_s = 21.31 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

(Travée BC)

$$\left\{ \begin{array}{l} ELU \quad M_t^{BC} = q_u \times \frac{2.46}{2} (3.27 - 2.39) - 2.96q'_u \times \left(1 - \frac{2.39}{3.27}\right) = 4.08q_s - 1.26q'_s = 3.86 \text{ KN.m} \\ ELS \quad M_t^{BC} = q_s \times \frac{2.46}{2} (3.27 - 2.39) - 2.96q'_s \times \left(1 - \frac{2.39}{3.27}\right) = 4.08q_s - 1.26q'_s = 2.77 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Evaluation des efforts tranchant (Travée AB)**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_A = \frac{q_u \times \ell_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{\ell_{AB}} = \frac{9.93 \times 5.78}{2} - \frac{24.43}{5.78} = 24.47 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{q_u \times \ell_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{\ell_{AB}} = -\frac{9.93 \times 5.78}{2} - \frac{24.43}{5.78} = -32.92 \text{ KN} \end{array} \right.$$

(Travée BC)

$$\left\{ \begin{array}{l} V_B = \frac{q_u \times \ell_{BC}}{2} - \frac{M_B - M_C}{\ell_{BC}} = \frac{9.93 \times 3.27}{2} + \frac{24.43}{3.27} = 23.71 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{q_u \times \ell_{BC}}{2} - \frac{M_B - M_C}{\ell_{BC}} = -\frac{9.93 \times 3.27}{2} + \frac{24.43}{3.27} = -8.76 \text{ KN} \end{array} \right.$$

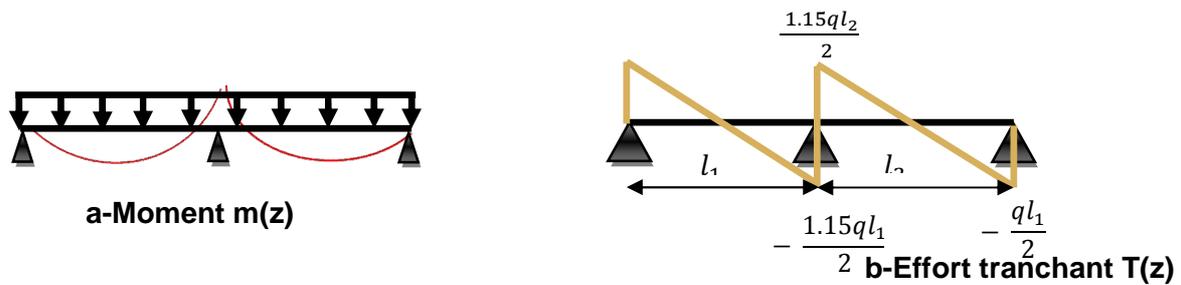


Figure. II.10.Élément de réduction (M, T) poutrelle type2

Tableau II.14- Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage RDC

Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage RDC		
Désignation	ELU	ELS
Moments en travée (kN.m)	30.14	21.31
Moments aux appuis de rives (KN.m)	-5.16	-1.65
Moments aux appuis intermédiaires (KN.m)	-24.43	-17.04
Effort tranchant (KN)	32.92	

II.2.1.2. Ferrailage des poutrelles (Ferrailage longitudinal)

- Ferrailage des travées (ELU)

$$M_{Tu} = f_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \text{ avec } d = 0.9 \cdot h_t = 0.18 \text{ m.}$$

M_u : Moment sollicitant de calcul = 30.14 KN.m

$$M_{Tu} = 14.2 \cdot 0.65 \cdot 0.05 \cdot \left(0.225 - \frac{0.05}{2}\right) = 92.3 \text{ KN.m} \Rightarrow M_u < M_{Tu} = 85.2 \text{ KN.m}$$

\Rightarrow { la table de compression n'est pas entièrement comprimée.
l'axe neutre passe par la table de compression.

Donc, calcul d'une section rectangulaire ($b \cdot h_t$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{30.14 \cdot 10^{-3}}{14.2 \cdot 0.65 \cdot 0.0225^2} = 0.065 < 0.186 \text{ (pivot A), } \varepsilon_s = 10^\circ \%$$

Avec : $\mu_1 = 0.8 \cdot \alpha_1 \cdot (1 - 0.4\alpha_1)$; $\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l}$; $\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$.

Lacier FeE400 $\Rightarrow \mu_1 = 0.3961$; $\alpha_1 = 0.668$; $\varepsilon_1 = 1.74 \cdot 10^{-3}$

$\Rightarrow \mu_{bu} = 0.065 < \mu_1 = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$, pas d'armatures comprimées

Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$.

La section d'armature en travée est définie par : $A_T = \frac{M_u}{z \cdot f_{st}}$ avec $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

$z = d(1 - 0.4 \alpha) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.065)}) = 0.084$

$\Rightarrow z = 0.225(1 - 0.4 \cdot 0.084) \Leftrightarrow z = 0.217 \text{ m}$ **A.N:** $A_T = \frac{30.14 \cdot 10^{-3}}{0.217 \cdot 348} = 3.99 \cdot 10^{-4} \text{ m.}$

- Vérification de condition de non fragilité **CBA93(Art A. 4. 2. 1)**

$$A_l^{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.225 \times 2.1}{400} = 1.76 \times 10^{-4} m^2 = 1.76 cm^2$$

$$\Rightarrow A_l^{min} = 1.76 cm^2 < A_t = 3.99 cm^2, \quad \text{On prend : } A_t = 3 HA14 = 4.62 cm^2$$

• **Ferraillage des appuis intermédiaires des poutrelles**

Tableau II.15- Ferraillage des appuis intermédiaires

calcul des sections de Ferraillage des appuis intermédiaires	
Calculs	Conclusions
$M_u = -24.43 \text{ KN.m} < 0$	$M_u < 0$: Calcul d'une section ($b_0 * h_t$)
$\mu_{bu} = 0.238 > 0.186$ (pivot B), $\epsilon_s = 10^\circ \%$	$A' = 0$, pas d'armature comprimé. Dans ce cas : $\epsilon_l < \epsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0.289 < \mu_l = 0.392$	
$\alpha = 0.43$	$A_{inter} = 3.77 cm^2$.
$Z = 0.186 m$	
Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.22 cm^2$	$A_{inter} = 3.77 cm^2 > A_{min} = 0.32 cm^2$ on choisit : 1 HA16+1HA14 = 3.78 cm²

• **Ferraillage des appuis de rive**

Tableau II.16- Ferraillage des appuis de rive des poutrelles

calcul des sections de Ferraillage des appuis de rive	
Calculs	Conclusions
$M_u = -5.16 \text{ KN.m} < 0$	$M_u < 0$: Calcul d'une section ($b_0 * h_t$)
$\mu_{bu} = 0.06 < 0.186$ (pivot B), $\epsilon_s = 10^\circ \%$	$A' = 0$, pas d'armature comprimé. Dans ce cas : $\epsilon_l < \epsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0.0715 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.077$	$A_{rive} = 0.68 cm^2$.
$Z = 0.218 m$	
Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.22 cm^2$	$A_{rive} = 0.68 cm^2 > A_{min} = 0.32 cm^2$ on choisit : 1HA 10 = 0.79 cm²

• **Calcul des armatures transversales** **BAEL99(Art 5.1.2.2)**

$$\phi = \min \left(\phi_l^{min}, \frac{b_0}{10}, \frac{h}{35} \right) = \min(8, 12, 6.85) = 6.85 \text{ mm}$$

On adopte un étrier de $\phi_8 = 0.502 cm^2$

• **Vérification de l'effort tranchant** **CBA93(Art A.5.1.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 * d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 MPa \right] = \min \left[0.2 \frac{25}{1.5}, 5 MPa \right] \Rightarrow \boxed{\bar{\tau}_u = 3.34 MPa} \quad \text{A.N. :}$$

$$\tau_u = \frac{32.92 * 10^{-3}}{0.12 * 0.225} = 1.22 MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.34 MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Commentaire: y'a pas risque de rupture par cisaillement.

-Vérification de l'espacement « S_t » :

$$\begin{cases} 1 - S_t \leq \min[0.9 * d, 40 \text{ cm}] = 19.8 \text{ cm} \\ 2 - S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} = 15.4 \text{ cm} \\ 3 - S_t \leq \frac{0.8 * f_e * (\sin \alpha + \cos \alpha) * A_t}{b_0 (\tau_u - 0.3 * f_{tj} * k)} = 15.4 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \alpha = 90^\circ \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1. \\ f_{tj} = f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}. \\ k = 1, \text{ car } \begin{cases} F.P.N \\ \text{Sans reprise de bétonnage.} \end{cases} \end{cases} \Rightarrow S_t \leq 15.4 \text{ cm} ; \text{ on prend } \boxed{S_t = 15 \text{ cm}} .$$

Commentaire: On utilise A_t= étrierφ₈ chaque espacement $\boxed{S_t = 15 \text{ cm}}$ et au niveau des appuis intermédiaires on utilise . S_t = 10 cm

- **Vérification des armatures longitudinales « A_l » vis-à-vis des l'effort tranchant : CBA(Art A. 5. 1. 3. 1. 2)**

- **Appuis de rive :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * V_u^{max} \quad \text{avec: } A_l = A_{travée} + A_{rive} = 4.62 + 0.79 = 5.73 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = 5.73 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} * 32.91 * 10^{-3} = 0.95 \text{ cm}^2$$

- **Appuis intermédiaires :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * \left(V_u^{max} + \frac{M_u}{0,9*d} \right) \quad \text{avec: } A_l = A_{travée} + A_{inter} = 4.62 + 4.02 = 7.41 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = 8.64 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(32.91 * 10^{-3} + \frac{(-24.43 * 10^{-3})}{0.9 * 0,225} \right) = -2.52 * 10^{-4} \text{ cm}^2 < 0$$

Commentaire : Pas risque de cisaillement des armatures longitudinale par l'effort tranchant.

- **Vérification de la bielle :** $\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 * f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 * V_u}{a * b_0} \end{cases} \Rightarrow \boxed{V_u \leq 0.267 a b_0 f_{c28}}$

$$a = \min[0,9 d, \text{ largeur de l'appui} - 4 \text{ cm}] ; \underline{\mathbf{A.N}} : a = \min[20.25 \text{ cm}, 26 \text{ cm}] = 20.25 \text{ cm}.$$

$$V_u \leq 0.267 \times 0.203 \times 0.12 \times 25 \times 10^3 = 162.6 \text{ KN} \Rightarrow V_u = 32.91 \text{ KN} \leq 162.6 \text{ KN} \dots \mathbf{Vérifiée}$$

- **Vérification de la jonction Table – Nervure**

$$\tau_u^1 = \frac{b_1 * V_u^{max}}{0.9 b d h_0} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec} \quad b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 24 \text{ cm}$$

$$\tau_u^1 = 1.2 \text{ MPa} = \frac{0.24 * 32.91 * 10^{-3}}{0.9 * 0.65 * 0.225 * 0.05} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa} \dots \mathbf{vérifiée}$$

Commentaire : Pas risque de cisaillement à la jonction Table – Nervure.

- **Vérification a l'ELS**

- ✓ **Etat limite de compression de béton**

FPN $\Rightarrow \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$ avec : $\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 MPa$ (contrainte admissible du béton).

M_{ser} : Moment max à l'ELS. ; y : Position de l'axe neutre.

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

• **Position de l'axe neutre**

- **En travée :**

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15 A_T (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.65 \cdot 0.05^2}{2} - 15 \cdot 4.62 \cdot 10^{-4} (0.225 - 0.05) = -4.62 \cdot 10^{-4} m$$

$H < 0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure \Rightarrow Section en « T ».

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15 A + 15 A' + (b - b_0) h_0] y - 15 (A d + A' d') - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0 \quad \text{AN:}$$

$$\Rightarrow y = \frac{-368.95 \pm \sqrt{368.95^2 - 4 \cdot 6 \cdot (-2308.875)}}{2 \cdot 6} = 5.72 \text{ cm} \quad \Rightarrow y = 5.72 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} - (b - b_0) \cdot \frac{(b - h_0)^3}{3} + 15 A (d - y)^2 + 15 A' (y - d')^2 \Rightarrow I = 23918.76 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{21.31 \cdot 10^{-3}}{23918.63 \cdot 10^{-8}} \cdot 0.0572 = 5.1 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \quad \dots \text{ Vérifiée}$$

- **Aux appuis de rive (Le calcul se fera pour section $b_0 \cdot h$)**

Tableau II.17- Vérification des contraintes aux appuis de rives

Vérification des contraintes aux appuis de rives	
Calculs	Vérifications
$y = 0.0667 m$	$\sigma_b = 6.67 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$ Vérifiée
$I = 1.65 \cdot 10^{-5} m^4$	
$\sigma_b = 6. \text{ Mpa}$	

- **Aux appuis intermédiaires**

Tableau II.18- Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires

Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires	
Calculs	Vérifications
$y = 0.12 m$	$\sigma_b = 14.67 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$ Vérifiée
$I = 1.65 \cdot 10^{-5} m^4$	
$\sigma_b = 14.67 \text{ Mpa}$	

• **Vérification de la flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 - h_t \geq \frac{M_{travée}^{max} \cdot l}{10 \cdot M_0} \quad 25 > 6.51 \quad \dots \dots \dots \text{ vérifiée} \\ 2 - A_{travée} \leq \frac{3.6 b_0 d}{f_e} \quad 4.62 > 2.43 \quad \dots \dots \dots \text{ non vérifiée} \\ 3 - l \leq 8 m \quad 5.78 < 8 \quad \dots \dots \dots \text{ vérifiée} \end{array} \right.$$

h_t : Hauteur totale du plancher corps creux. ; $M_{travée}^{max}$: Moment maximal en travée à l'ELS.

$A_{travée}$: Section d'armature dans la travée. ; M_0 : Moment isostatique,

avec: $L_{max} = 5.78 m$ $M_0^t = 34.41 \text{ KN.m}$

$$1) h_t = 20 \text{ cm} < \frac{13.83 \cdot 10^{-3} \cdot 4.30}{10 \cdot 15.44 \cdot 10^{-3}} = 38 \text{ cm.}; A_{travée} = 3.39 \text{ cm}^2 > \frac{3.6 \cdot 0.1 \cdot 0.18}{400} = 1.62 \text{ cm}^2.$$

$$3) l = 4.30 \text{ m} < 8 \text{ m}$$

- f_{gv} Et f_{gi} : les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales
- f_{ji} La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).
- f_{pi} La flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).

$$j = (G_{plancher} + G_{cloisons}) = 3.45 + 1 = 4.45 = \text{KN/m}^2. \quad j' = 2.97 \text{ KN/m}^2$$

$$g = (G_{plancher} + G_{cloisons} + G_{revettement}) = 5.76 \text{ KN/m}^2. \quad g' = 3.84 \text{ KN/m}^2$$

$$p = G_{Total} + Q_{Total} = 5.76 + 5 = 10.76 \text{ KN/m}^2. \quad P' = 8.84 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Evaluation des charges**

$$q_j = 0.65 \cdot 4.45 = 2.89 \text{ KN/ml.} \quad q'_j = 0.65 \cdot 2.97 = 1.93 \text{ KN/ml.}$$

$$q_g = 0.65 \cdot 5.76 = 3.74 \text{ KN/ml.} \quad q'_g = 0.65 \cdot 3.84 = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 0.65 \cdot 10.76 = 6.99 \text{ KN/ml.} \quad q'_p = 0.65 \cdot 10.76 = 5.75 \text{ KN/ml.}$$

✓ **Evaluation des moments fléchissant**

$$M_{jgp}^s = 4.08q_s - 1.26q'_s$$

Tableau II.19-Moments enveloppes dans les poutrelles

Calcul des moments correspondants		
Moment correspondant à q_j	$4.08 \cdot 2.89 - 1.26 \cdot 1.93$	$M_j = 9.35 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_g	$4.08 \cdot 3.74 - 1.26 \cdot 2.5$	$M_g = 12.2 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_p	$4.08 \cdot 6.99 - 1.26 \cdot 5.74$	$M_p = 21.29 \text{ KN.m}$

✓ **Calcul des moments d'inertie**

$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i} \Rightarrow y_G = \frac{(0.65 \cdot 0.05 \cdot 0.025) + (0.12 \cdot 0.2 \cdot 0.15) + (4.62 \cdot 10^{-4} \cdot 0.225) + 2.31 \cdot 10^{-4} \cdot 0.025}{0.65 \cdot 0.05 + 0.12 \cdot 0.2 + 15 \cdot 4.62 \cdot 10^{-4}} = 9.05 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{0.65 (0.0905)^3}{3} + 0.12 \frac{(0.25 - 0.0905)^3}{3} - (0.65 - 0.12) \frac{(0.0905 - 0.05)^3}{3} + 15[4.62 \cdot 10^{-4} \times (0.225 - 0.0905)^2 + 2.31 \cdot 10^{-4} (0.0905 - 0.025)^2] = 4.514 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

✓ **Calcul des contraintes**

$$\sigma_{st}^j = \frac{15 * M_j^{ser} * (d-y)}{I} = \frac{15 * 9.36 * 10^{-3} * (0.225 - 0.0572)}{2.391 * 10^{-4}} = 98.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st}^g = \frac{15 * M_g^{ser} * (d-y)}{I} = \frac{15 * 12.1 * 10^{-3} * (0.225 - 0.0592)}{2.391 * 10^{-4}} = 127.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st}^p = \frac{15 * M_p^{ser} * (d-y)}{I} = \frac{15 * 21.29 * 10^{-3} * (0.225 - 0.0592)}{2.391 * 10^{-4}} = 224.36 \text{ MPa}$$

-Calcul des coefficients μ et λ

$$\mu = \max \left\{ 1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma + f_{t28}} \right] \quad ET \quad \rho = \frac{A_T}{b_0 * d} \right.$$

Tableau II.20-Coefficients de distribution des charges à l'ELS

coefficient μ			
Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = \frac{6.93}{12 * 22.5}$	$\rho = 0.0257$	
coefficient correspondant à	q_j	$1 - \left[\frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0257 * 98.64 + 2.1} \right]$	$\mu_j = 0.7$
	q_g	$1 - \left[\frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0257 * 127.5 + 2.1} \right]$	$\mu_g = 0.75$
	q_p	$1 - \left[\frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.025 * 224.36 + 2.1} \right]$	$\mu_p = 0.85$

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 * b * f_{t28}}{(2b_0 + 3b)\rho} = \frac{0.05 * 0.6 * 2.1}{(2 * 0.12 + 3 * 0.6)} \\ \lambda_v = 2/5 * \lambda_i \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \lambda_i = 1.2 \\ \lambda_v = 0.48 \end{cases}$$

✓ Calcul des moments d'inertie fictive

Tableau II.21- Calcul des moments d'inertie fictive

I correspondant à q_{ji}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j} = \frac{1.1 * 4.51 * 10^{-4}}{1 + 1.21 * 0.69}$	$I_{ji} = 2.7 * 10^{-4} \text{ m}^4$
I correspondant à q_{gi}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g} = \frac{1.1 * 4.51 * 10^{-4}}{1 + 1.2 * 0.77}$	$I_{gi} = 2.58 * 10^{-4} \text{ m}^4$
I correspondant à q_{gv}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g} = \frac{1.1 * 4.51 * 10^{-4}}{1 + 0.48 * 0.76}$	$I_{gv} = 3.63 * 10^{-4} \text{ m}^4$
I correspondant à q_{pi}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p} = \frac{1.1 * 4.4 * 10^{-4}}{1 + 1.2 * 0.85}$	$I_{pi} = 2.45 * 10^{-4} \text{ m}^4$

✓ Module de déformation longitudinale différée est instantanée du béton :

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 3700(25)^{1/3} = 10818.86 \text{ M} ; E_i = 3E_v = 3 * 10818.86 = 32456.59 \text{ MPa}$$

Tableau II.22-vérification de la flèche

f_{ji}	$\frac{M_j * l^2}{10 * E_i * I_{ji}} = \frac{9.36 * 10^{-3} * 5.78^2}{10 * 32456.59 * 2.7 * 10^{-4}}$	0.0036 m
----------	---	----------

f_{gi}	$\frac{M_j * l^2}{10 * E_i * I_{ji}} = \frac{12.1 * 10^{-3} * 5.78^2}{10 * 32456.59 * 2.58 * 10^{-4}}$	0.0048 m
f_{gv}	$\frac{M_p * l^2}{10 * E_i * I_{pi}} = \frac{12.1 * 10^{-3} * 5.78^2}{10 * 10818.86 * 3.63 * 10^{-4}}$	0.0103 m
f_{pi}	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_i * I_{gi}} = \frac{21.29 * 10^{-3} * 5.78^2}{10 * 32456.59 * 2.455 * 10^{-4}}$	0.0089 m
Δf	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0103 - 0.0036 + 0.0089 - 0.005$	1.06cm
$f_{admissible}$	$\frac{l}{1000} + 0.5 = \frac{578}{1000} + 0.5$	1.078cm

Commentaire : La flèche est vérifiée

Tableau II.23- Résultats des moments maximaux et efforts tranchants retenus

Niveau	Moments en travées (KN. m)		Moments en appuis intermédiaires (KN. m)		Moments en appuis (KN. m)		Effort Tranchant (KN)
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
RDC+1+2	30.14	21.23	-24.43	-17.04	-5.16	-1.65	32.92
Etage 3	31.38	21.13	-16.15	-11.91	-4.77	-3.47	24.8
Etage 4+5+6+7+8	12.16	8.8	-8.97	-6.49	-2.24	-1.62	15.71
Terrasse inaccessible	15.11	11.03	-10.01	-7.37	-2.52	-1.84	17.66

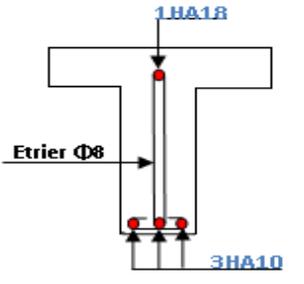
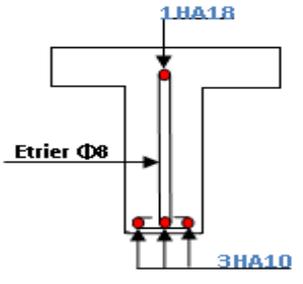
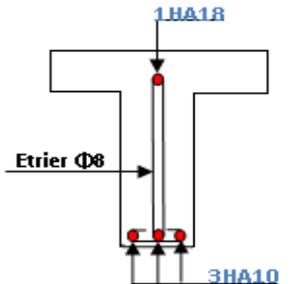
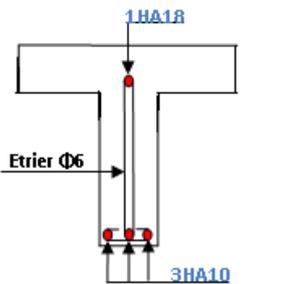
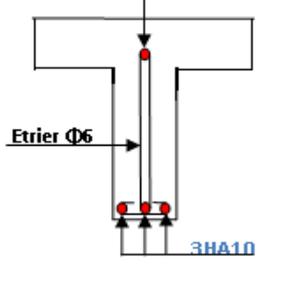
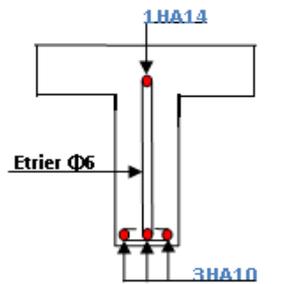
Tableau II.24- Les sections de ferrailage en travée et en appuis

Niveau	Moments en travées (KN. m)			Moments.app.int (KN. m)			Moments.app.rives (KN. m)		
	$A_{cal} \text{ cm}^2$	$A_{min} \text{ cm}^2$	$A_{Adopt} \text{ cm}^2$	$A_{calculé} \text{ cm}^2$	$A_{min} \text{ cm}^2$	$A_{Adopt} \text{ cm}^2$	$A_{calculé} \text{ cm}^2$	$A_{min} \text{ cm}^2$	$A_{Adopt} \text{ cm}^2$
RDC+ Etage 1	3.99	1.76	4.2= 3HA14	3.77	0.32	3.77=1 HA14+1 HA16	0.68	0.32	0.79=1HA10
Etage 2	4.1	1.76	4.2= 3HA14	3.1	0.32	3.77=1 HA14+1 HA16	0.63	0.32	0.79=1HA10
Etage 3+4 +5+6+7+8	1.55	1.76	2.37= 3HA10	0.29	0.32	0.5 = 1HA8	0.32	0.32	0.5=1HA8

Terrasse inaccessible	1.96	1.76	2.37= 3HA10	1.31	0.32	1.54 = 1HA14	0.32	0.32	0.5 = 1HA8
-----------------------	------	------	-------------	------	------	--------------	------	------	------------

Tableau II.25-Schémas de ferrailage des poutrelles

	Appuis de rive	Appuis intermédiaire	En travée
RDC+1 ^{er} +2 ^{em} Etage			
ETAGE 3			

<p>Etage 4+5+6+7+8</p>			
<p>Terrasse inaccessible</p>			

✓ de la dalle de compression :

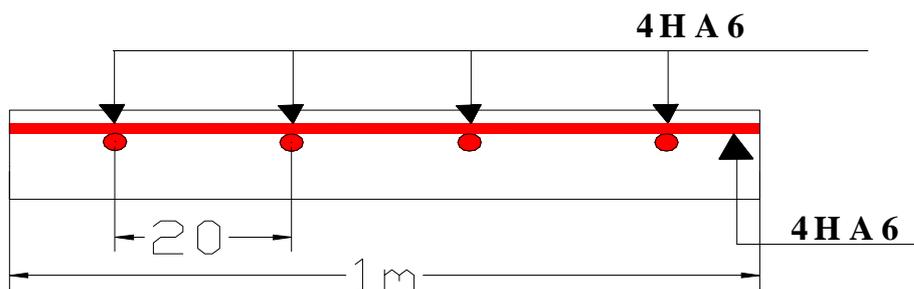
On utilise des barres de type rond lisse de nuance $F_e = 235$ MPa.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.106 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{\perp} = 1.106 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On choisit: $5\Phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2$ $St = 20 \text{ cm}$ $A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.553 \text{ cm}^2 / \text{m}$

Soit: $A_{//} = 3\phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2 / \text{m}$ $St = 28 \text{ cm}$



. **Figure II.11** Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

II.3. Les dalles pleines

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé et de portées L_x et L_y . On désigne par L_x la plus petite portée L_y la plus grande portée du panneau.

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

Le pré dimensionnement des dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

-Critère de résistance

$$\begin{cases} e \geq \frac{L_x}{20} & \text{pour une dalle sur 1 ou 2 appuis en parallèles} \\ \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} & \text{pour une dalle sur 4 appuis avec } \rho < 0.4 \\ \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} & \text{pour dalle sur 3 appuis ou sur 4 appuis avec } \rho \geq 0.4 \end{cases}$$

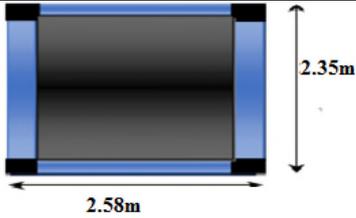
-Critère de résistance au feu

$$\begin{cases} e \geq 7\text{cm} & \text{pour une heure de coupe – feu} \\ e \geq 11\text{cm} & \text{pour deux heures de coupe – feu} \\ e \geq 14\text{cm} & \text{pour quatre heures de coupe – feu} \end{cases}$$

-Critère d'isolation phonique

$e \geq 14\text{cm}$ Non applicable pour les dalles de l'extérieur

Tableau II.26-Les différents types de dalles avec localisation et leurs coefficients (ρ)

Types	Dalles	Localisation	ρ
D ₁		Dalle de monte-charge service (sous-sol, RDC ,1 ^{er} et 2 ^{ème} étage)	0.91

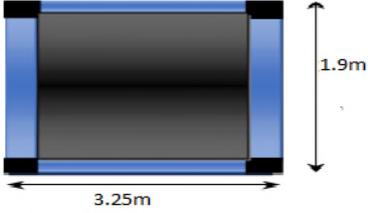
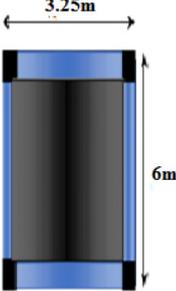
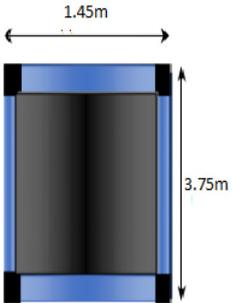
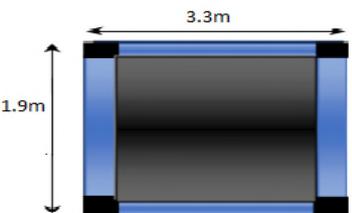
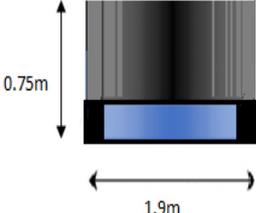
<p>D₂</p>		<p>Dalle plein au 1^{er} étage (accoté de vide sur RDC)</p>	<p>0.58</p>
<p>D₃</p>		<p>Dalle plein au 1^{er} étage (accoté de vide sur RDC)</p>	<p>0.54</p>
<p>D₄</p>		<p>Dalle plein d'ascenseur (sous-sol jusqu'au 8^{ème} étage)</p>	<p>0.39</p>
<p>D₅</p>		<p>Dalle plein au 1^{er} étage (accoté de vide sur RDC)</p>	<p>0.57</p>
<p>D₆</p>		<p>Dalle plein de balcon</p>	<p>0.39</p>

Tableau II.27-Sollicitation maximales dans les différents types de dalles pleines

Types	Sollicitations							
	ELU(KN. m)					ELS(KN. m)		
	$M_x^{travée}$	$M_y^{travée}$	M_a^{inter}	$V_x(KN)$	$V_y(KN)$	$M_x^{travée}$	$M_y^{travée}$	M_a^{inter}
D ₁	3.035	2.439	1.78	11.33	12.82	2.538	2.194	1.49
D ₂	3.59	0.97	2.11	8.72	17.32	2.73	1.21	1.607
D ₃	9.912	2.478	6.61	20.61	3.276	7.457	3.020	4.971
D ₄	3.23	/	1.90	10.49	/	2.33	/	1.37
D ₅	3.22	0.833	2.151	8.72	17.65	2.446	1.066	1.631
D ₆ (Balcon)	$M_u = -4.3$			$V_u = 11.45$		$M_s = -3.07$		
D ₇	8.97	2.39	5.98	9.04	/	12.74	2.54	8.49

- **Etude de dalle sur 4 appuis (Dalle 3):** elle se situe au 1^{er} étage (à côté de vide sur RDC) elle travaille selon 2 sens

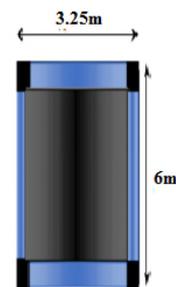


Figure. II.12.dalle sur quatre appuis

- Calcul des sollicitations
- Evaluation des charges

$$\text{On a : } \begin{cases} G = 6.09 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Q_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow Q_u = 11.97 \text{ KN/m}^2 \\ Q_s = G + Q = 8.59 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- Exemple de Calcul des moments isostatiques (ELU)

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.54 \leq 1 \text{ et } (l_x \leq l_y)$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases}$$

$$\rho = 0.54 \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 0.0908 \times 11.97 \times (3.25)^2 = 11.48 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.2500 \times 11.48 = 2.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Les moments corrigés :**

- **Travées :** $M_t^{x,y} = \begin{cases} 0.85 M_0 \rightarrow \text{pour une travée de rive.} \\ 0.75 M_0 \rightarrow \text{pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$

- **appuis :** $M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0.3 M_0^{x,y} \rightarrow \text{pour un appui de rive.} \\ -0.5 M_0^{x,y} \rightarrow \text{pour un appui intermédiaire.} \end{cases}$

Avec $\rho = 0.54 \Rightarrow$ ELU $\begin{cases} \mu_x = 0.0908 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$ ELS $\begin{cases} \mu_x = 0.0948 \\ \mu_y = 0.4050 \end{cases}$

Tableau II.28 -Les déférents moments de la dalle 3

		ELU	ELS
moments isostatiques (KN.m)	M_0^x	11.48	9.94
	M_0^y	2.87	4.026
Travée(KN.m)	M_t^x	9.912	7.46
	M_t^y	2.478	3.02
appui intermédiaire (KN.m)	$M_{a,int}^x$	-6.61	-4.97
	$M_{a,int}^y$	-1.652	-2.013

• **Ferrillage : (Travée) Flexion simple :** b = 100cm ; h = 15cm ; c = 3cm ; d = 12cm

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.912 \times 10^{-3}}{1 \times (0.12)^2 \times 14.2} = 0.048 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] \Rightarrow \alpha = 0.061 \quad z = (1 - (0.4 \times 0.0077)) \times 0.17 \Rightarrow z = 0.12 \text{ m}$$

$$z = (1 - 0.4\alpha)d \Rightarrow z = (1 - (0.4 \times 0.0077)) \times 0.17 \Rightarrow z = 0.12 \text{ m}$$

$$A_x^t = \frac{M_u^t}{f_{st} \times z} = \frac{9.912 \times 10^{-3}}{348 \times 0.12} = 2.38 \times 10^{-4} m^2 = 2.38 \text{ cm}^2/ml$$

Tableau II.29 - calcul du ferrillage selon l_x et l_y

	Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{ca} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Observation A _{cal} ≥ A _{min}	A _{choisie} (cm ² /ml)
Sens x-x	Travée	9.912	0.048	0.061	0.12	2.38	1.47	vérifiée	5HA8= 2.51
	Appuis. Inter	-6.61	0.032	0.04	0.12	1.58	1.31	vérifiée	4HA8= 2.01
Sens y-y	Travée	2.478	0.012	0.015	0.12	0.59	1.2	non vérifiée	4HA8= 2.01
	Appuis. Inter	-1.652	0.008	0.01	0.12	0.39	1.2	non vérifiée	4HA8= 2.01

Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité** : $e \geq 12 \text{ cm}$ ET $\rho > 0.4$ Avec : $A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \cdot e$;

ET : ($\rho_0 = 0.0008$ pour FeE 400) ; $A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.82) \times 100 \times 15 = 1.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On a : $A_x^t = 2.38 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_x^{min} = 1.31 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots$ **vérifiée.**

$A_y^{min} = \rho_0 \cdot b \cdot e = 0.008 \cdot 1 \cdot 0.15 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$ **Donc :** $\begin{cases} A_x^t = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_y^{min} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$

- **Vérification d'effort tranchant** : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$

ET : $\begin{cases} V_x = \frac{Q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{13.78 \times 3.25}{2} \times \frac{(6)^4}{(3.25)^4 + (6)^4} \Rightarrow V_x = 20.61 \text{ KN} \\ \tau_u = \frac{20.61 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.185 \text{ MPa} \leq \tau_u = 1.170 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **vérifiée**

$\begin{cases} V_y = \frac{Q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{13.78 \times 6}{2} \times \frac{(3.25)^4}{(6)^4 + (3.25)^4} \Rightarrow V_y = 3.276 \text{ KN} \\ \tau_u = \frac{3.276 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.0273 \text{ MPa} \leq \tau_u = 1.170 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **vérifiée**

- **Espacement des armatures : FPN** $\begin{cases} s_t^x \leq 33 \text{ cm} \\ s_t^y \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} s_t^x = 20 \text{ cm} \\ s_t^y = 25 \text{ cm} \end{cases}$

• **Vérification à l'ELS :**

Tableau II.30 – vérifications des contraintes à l'ELS.

Endroit		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	Obs.	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$	Obs.
sens x-x	Travée	7.46	4.29	9756	$3.28 \leq 15$	Vérifiée	$88.21 < 201.63$	Vérifiée
	App.inter	4.97	3.55	6846	$2.58 \leq 15$	Vérifiée	$91.95 < 201.63$	Vérifiée
Sens y-y	Travée	3.02	3.21	5657	$4.32 \leq 15$	Vérifiée	$70.33 < 201.63$	Vérifiée
	App.inter	2.01	3.21	5657	$1.14 \leq 15$	Vérifiée	$46.88 < 201.63$	Vérifiée

Donc on a pas besoin de recalculer les sections d'acier à l'ELS

$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.15}{3.25} = 0.046 < 0.037 \dots \dots \dots \text{non Vérifiée} \\ \frac{2.51 \times 10^{-4}}{1 \times 0.12} = 0.002 < 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \end{cases}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^y}{20 \times M_{0ser}^y}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{6} = 0.025 < 0.037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{2.51 \times 10^{-4}}{1 \times 0.12} = 0.002 < 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

Commentaire : Selon le **BAEL** la 1^{ère} condition elle n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche les vérifications sont données dans le tableau suivant :

Tableau II.31 - Vérification des flèches.

Sens	$f_{gv}(mm)$	$f_{ji}(mm)$	$f_{pi}(mm)$	$f_{gi}(mm)$	$\Delta f_t \leq f_{adm}$ (mm)	Observation
x-x	1.9	0.6	2.9	0.5	$3.6 \leq 6.6$	vérifiée

✓ Schémas de ferrailage :

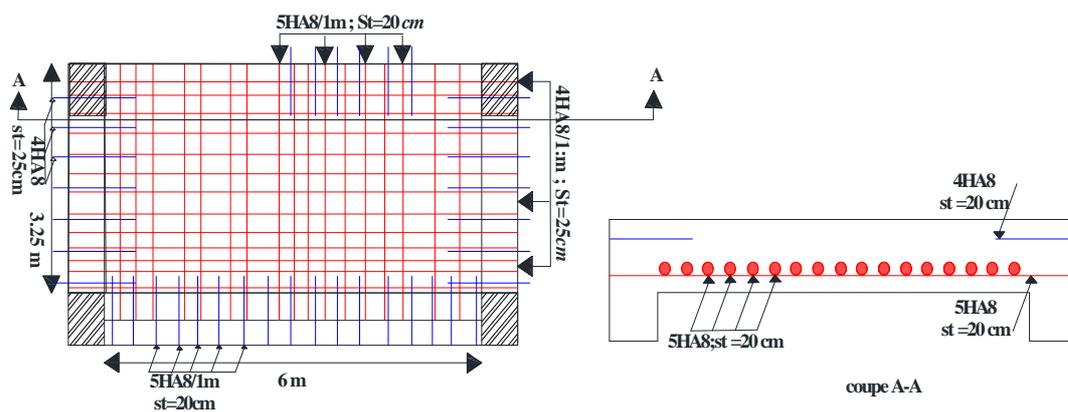


Figure.II.13.Schéma de ferrailage dalle D3

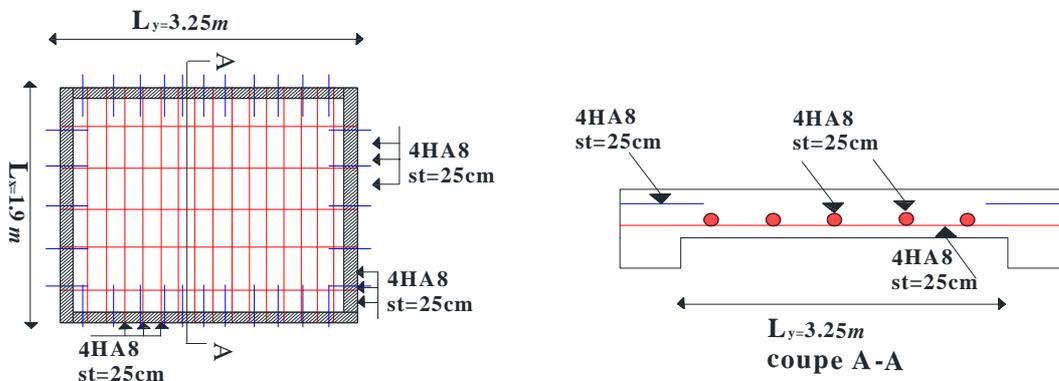


Figure.II.14.Schéma de ferrailage dalle(2)

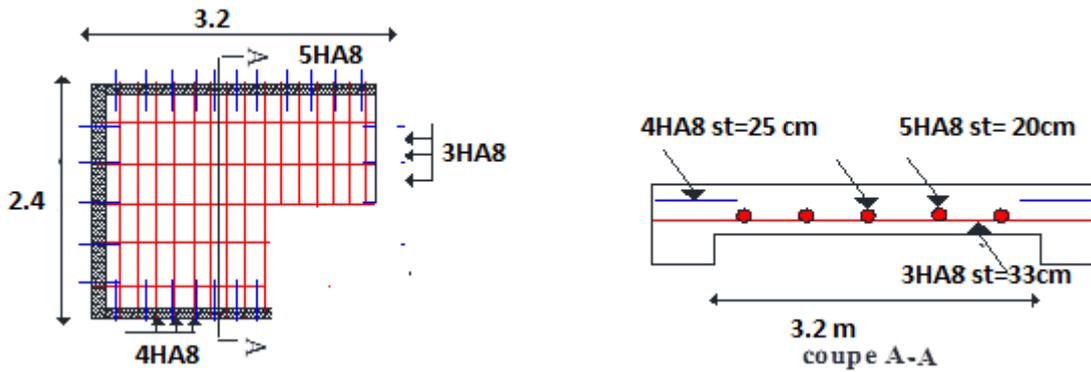


Figure.II.15.Schéma de ferrailage dalle (7)

II.4.Etude de l'escalier

II.4.1.Etude de la volée (console)

Cette partie se calcul comme une console.

On a : $\begin{cases} G_v = 8.33 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \\ e = 17 \text{ cm} \end{cases}$

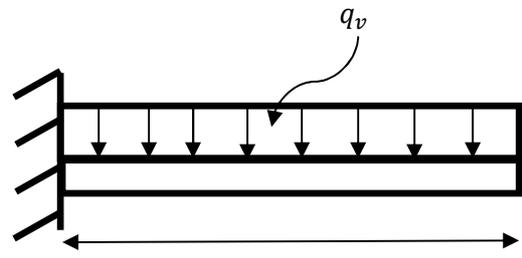


Figure. II.16. Schéma statique de la console

❖ Calcul a l'ELU

$q_v = (1.35G_v + 1.5Q_v) = (1.35 \times 8.19 + 1.5 \times 3.5) \Rightarrow q_v = 16.5 \text{ KN/m}$

- Calcul des sollicitations $\begin{cases} M_u = -\frac{q_v l^2}{2} = -\frac{16.5 \times (1.40)^2}{2} = -16.17 \text{ KN.m} \\ V_u = q_v l = 16.5 \times 1.40 = 23.1 \text{ KN} \end{cases}$
- Calcul de ferrailage

Tableau II.32- ferrailage de la console à l'ELU.

M (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	$A^{choisis}$ (cm ² /ml)
-16.17	0.051	0.065	0.146	3.18	1.45	5HA12 =5.65

- Armature de répartition : $A_l = \frac{A^{choisis}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/ml$ On choisit :

$A_l = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/ml$ avec $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \text{vérifiée}$

- Vérification de l'effort tranchant

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{23.1 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.154 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ Calcul à l'ELS

$$q_v = (G + Q) = (8.33 + 3.5) = 11.83 \text{ KN/m} \quad \text{ET} \quad M_s = -11.6 \text{ KN.m}$$

• Vérification des contraintes

Tableau II.33-vérification des contraintes

$M_s(\text{KN.m})$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	Observation
-11.45	3.74	7526.08	6.36	15	vérifiée

- Vérification de la flèche : $\left\{ \begin{array}{l} e = 15 \text{ cm} \geq \left(\frac{M_t}{10M_0} \right) * l = 15 \text{ cm} \dots \text{vérifiée} \\ A_t = 5.65 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2 b \times d}{f_e} = 12.60 \text{ cm}^2 \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$

Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire (le ferrailage mentionné est par 1ml)

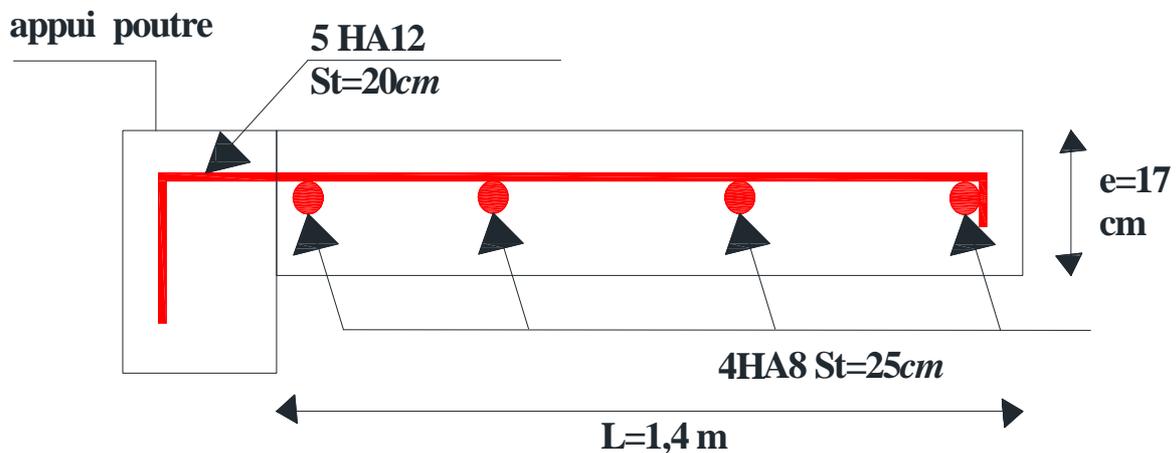


Figure. II.17-Schéma Ferrailage de la volée encastré

II.4.2 Etude de la poutre brisée

schémas statique de la poutre brisée du 1^{er} étage vers le niveau suivant :

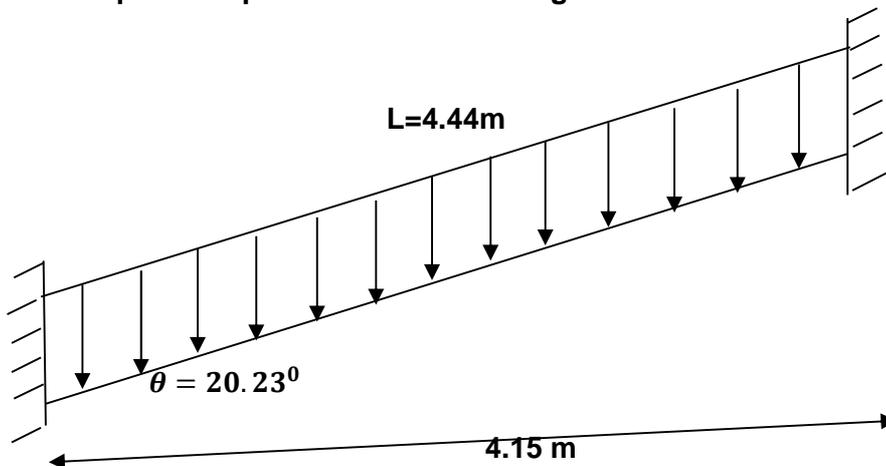


Figure II.18 Schémas statique de la poutre brisée de l'étage

courant :

Dimensionnement :

On a :

$$\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} \quad L = 3.55 \text{ m}$$

$$\frac{4.44}{15} \leq h \leq \frac{4.44}{10} \Rightarrow 30 \leq h \leq 44$$

b = 40 cm

Donc soit : h = 40 cm ;

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

Figure.20. La poutre brisée.

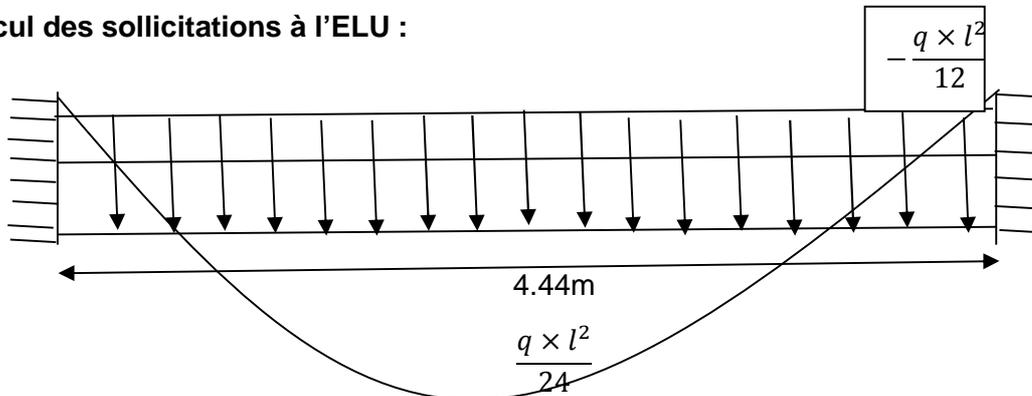
Calcul à la flexion simple :

✓ **Calcul de chargement :**

La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_{0r} = 25 \times 0.4 \times \frac{0.4}{\cos(20.23)} = 3.75 \text{ KN/m} \dots \dots \dots \text{ (partie inclinée)}$$

Calcul des sollicitations à l'ELU :



FigureII.19 Schéma et sollicitation max de la poutre brisée.

Tableau.II.34. Récapitulatif des sollicitations.

	M _t (KN.m)	M _{a rive} (KN.m)	V _u (KN)
ELU	16.62	-33.23	45.22
ELS	12.72	-25.59	

✓ **Ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple :**

✓ **Soit :** b = 40 cm ; d = 37 cm

Tableau.II.35. Résultat des ferrillages à la flexion simple.

Endroit	M (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	Obs.
Travée	16.62	0.0161	0.0203	0.367	1.62	1.01	vérifiée
Appui de rive	-33.23	0.0107	0.0135	0.368	2.5	1.01	vérifiée

✓ **Calcul de contrainte de cisaillement en flexion simple :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{45.22 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.38} = 0.3 \text{ MPa}$$

✓ **Armatures transversales à la flexion simple :**

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans}

$$\begin{cases} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.6 \text{ cm}^2 \\ A_{trans} \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 \times f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq -0.5 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_{trans} = \max(0.6, -0.5)$$

Donc on prend $A_{trans} = 0.6 \text{ cm}^2$

✓ **Calcul à la torsion :**

• **Moment de torsion :**

$$M^{tor} = -\frac{33.23 \times 4.4}{2} = -73.44 \text{ KN.m}$$

• **Ferraillage à la torsion :**

Tableau.II.36. Le ferraillage à la torsion.

e (cm)	$\Omega \text{ (m}^2\text{)}$	U(m)	$A_l^{tor} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_t^{tor} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_t^{tor} \text{ (cm}^2\text{)}$
6.6	0.1444	1.6	8.85	0.722	0,48

✓ **Contrainte de cisaillement en torsion :**

$$\tau^{tor} = \frac{M^{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{33.23 \times 10^{-3}}{2 \times 0.1444 \times 0.06} = 1.91 \text{ MPa}$$

Ferraillage global (flexion simple + torsion):

✓ **Ferraillage longitudinal :**

En travée :

$$A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1.62 + \frac{8.85}{2} = 6.2 \text{ cm}^2$$

En appui de rive :

$$A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2.5 + \frac{8.85}{2} = 6,5 \text{ cm}^2$$

Vérification des conditions du RPA des armatures longitudinales (art 7.5.2.1) :

$$\begin{cases} A_{min} = 0.5\% \times B = 8 \text{ cm}^2 \\ A_{max} = 4\% \times B = 32 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{en travée: } A_{min} \geq A_l^{tot} = 6.2 \text{ cm}^2 \leq A_{max} \dots \text{ Non vérifiée} \\ \text{en appui: } A_{min} \leq A_l^{tot} = 6,5 \text{ cm}^2 \leq A_{max} \dots \dots \text{ vérifiée} \end{cases}$$

Avec : B : section de la poutre brisée.

✓ **Ferraillage longitudinal choisis :**

En travée : on ferraille avec A_{min}

$$A_l^{choisis} = 4HA16 + 2HA12 = 10.66 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_l^{choisis} = 6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

$$A_{trans}^{tot} = A_{trans}^{F.S} + A_{trans}^{tor} = 0.772 + 0.6 = 1.372 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA8** = 2.01 cm²

Soit un cadre Ø8 + un étrier de Ø8.

Vérification au cisaillement :

On a : $\begin{cases} \tau_u^{F.S} = 0.32 \text{ MPa} \\ \tau_u^{tor} = 2.79 \text{ MPa} \end{cases}$

$\tau_u^{tot} = \sqrt{(\tau_u^{F.S})^2 + (\tau_u^{tor})^2} = \sqrt{(0.32)^2 + (1.91)^2} = 1.95 \text{ MPa}$

$\tau_u^{tot} = 1.95 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ vérifiée

✓ **Vérification à l'ELS :**

Tableau.II.37. Vérification des contraintes :

Endroit	M (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	12.72	6.35	230503.54	0.59	15	Vérifiée
Appui rive	25.59	10.5	133591.01	1.8	15	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche**

Si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées on doit vérifier la flèche :

$\begin{cases} \frac{h}{l} = 0.12 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) = 0.075 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{bd} = 0.0070 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$

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

Schéma de ferrailage :

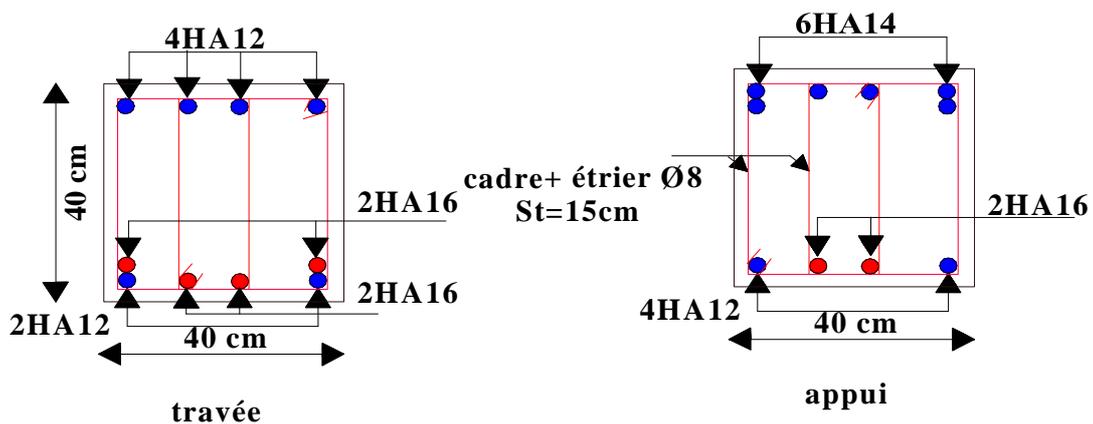


Figure.II.20 Schéma de ferrailage de la poutre prisée

II.5. Etude de l'acrotère

• **Hypothèses de calcul :**

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

• **Évaluation des charges et surcharges : - (Verticale)**

Tableau II.38- Évaluation des charges et surcharges

Charges et surcharges.				
Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment KN/ml	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.1002	2.505	0.72	3.225	1

- **(Horizontales)** : (dues au séisme).

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p \quad \text{D'après le RPA99}$$

✓ **A** : Coefficient d'accélération de zone, obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés.

C_p : F_p : une force horizontale due au séisme

✓ vecteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**Tab. 6.1** du **RPA99**).

✓ **W_p** : poids de l'élément considéré.

Pour notre cas : - Groupe d'usage

- Zone II_a (Bejaia).

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0.2 \\ C_p = 0.8 \\ W_p = 3.225 \end{array} \right.$$

$$F_p = 4 * 0.2 * 0.8 * 3.225 \Rightarrow F_p = 2.064$$

NB : La section de calcul en flexion composée sera de (100*10) cm², car le calcul se fait pour une bande de 1 mètre linéaire.

• **Calcul des sollicitations**

• **Calcul du centre de pression :** $x_c = \frac{\sum A_i * x_i}{\sum A_i}$ Et $y_c = \frac{\sum A_i * y_i}{\sum A_i}$ **A.N:**

$$A_1 = 60 * 15 = 900 \text{ cm}^2 \quad ; \quad x_1 = 7.5 \text{ cm} \quad ; \quad y_1 = 30 \text{ cm}$$

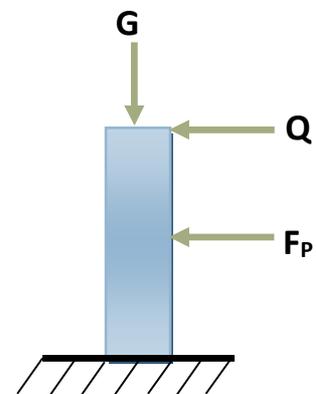
$$A_2 = \frac{3*12}{2} = 18 \text{ cm}^2 \quad ; \quad x_2 = 19 \text{ cm} \quad ; \quad y_2 = 58 \text{ cm}$$

$$A_3 = 7 * 12 = 84 \text{ cm}^2 \quad ; \quad x_3 = 21 \text{ cm} \quad ; \quad y_3 = 53.5 \text{ cm}$$

$$x_c = \frac{900*5+18*19+84*21}{(900+18+84)} = 8.838 \text{ cm} \quad \text{D'où : } x_c = 0.08838 \text{ m}$$

$$y_c = \frac{900*30+18*58+84*53.5}{(900+18+84)} = 32.47 \text{ cm} \quad \text{D'où : } y_c = 0.3247 \text{ m}$$

• **Moment engendré par les efforts normaux :**



$$N_G = 3.225 \Rightarrow M_G = 0$$

Figure. II.21-Model de

calcul de l'acrotère

$$Q = 1\text{KN/ml} \Rightarrow M_Q = 0.6\text{ KN.m}$$

$$F_p = 2.064\text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = 0.6701\text{ KN.m}$$

NB : La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Tableau II.39 - Différentes combinaisons

Différentes combinaisons à utiliser.			
Sollicitation	RPA 99/2003	ELU	ELS
	G + Q + F _P	1,35*G + 1,5*Q	G+Q
N (KN)	3.225	5.853	4.225
M (KN)	1.2701	0.9	0,6

- **Calcul de l'excentricité :**
$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = \frac{1.2701}{3.225} = 0.39\text{ m} > \frac{h}{6} = 0.1\text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2

Tels que ; e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2\text{ cm}, \frac{h}{250}\right) = \max(2\text{ cm}, 0.24\text{cm}) \implies e_a = 2\text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} ; M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

\emptyset : c'est le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

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

l_f : Longueur de flambement avec : $l_f = 2 \times h = 1.2\text{ m}$; (h_0 : hauteur de la section=15cm)

Donc :
$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{0.1 \times 10^4} = 0.00864\text{ m} \text{ avec } e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.418\text{ m}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_u = 3.225\text{ KN} ; M_u = N_u \times e = 3.225 \times 0.418 = 1.348\text{ KN.m}$$

- **Ferrailage**

- ✓ **Calcule à L'ELU**

Avec $h = 10 \text{ cm}$; $d = 8 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$ L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple : $M_{uA} = M_{UG} + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right)$

- ✓ M_{UG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.
- ✓ M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature

$$M_{uA} = 1.348 + 5.853 \times \left(0.08 - \frac{0.10}{2}\right) = 1.523 \text{ KN.m}$$

Flexion simple : $\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.523 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0167 < 0.186 \Rightarrow A' = 0$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.0210$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.08 \times (1 - 0.4 \times 0.0210) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.523 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} = 5.54 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.554 \text{ cm}^2 \quad \text{On revient à la flexion composée}$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.554 \times 10^{-4} - \frac{5.853 \times 10^{-3}}{348} = 3.75 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.375 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} > A \dots \text{non vérifiée}$$

On prend $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

-Armatures de répartition : $A_r = (A_s / 4) = (2,01 / 4) = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 = (1,13 \text{ cm}^2/\text{ml})$.

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

Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/4 = 15 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte **$S_t = 15 \text{ cm}$** .

• **Vérification au cisaillement à L'ELU :** $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.0187 \text{ MPa} ; \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \dots \text{vérifiée}$$

Situation accidentelle $V_u = F_p + Q = 2.064 + 1 = 3.064 \text{ KN}$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3.064 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.025 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification a L'ELS :**

• **(vérification des contraintes)**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} \\ \sigma_{st} = 15 \times N_{ser} \times \frac{(d-y)}{\mu_t} \end{cases} \text{ et } \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m} \\ N_{ser} = 4.225 \text{ KN} \\ d = 0.08 \text{ m} \end{cases}$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$c = d - e_1 \Rightarrow e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0.6}{4.225} + \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.172 \text{ m}$$

$e_1 > d \Rightarrow$ à l'extérieur de la section $\Rightarrow c = 0.08 - 0.172 = -0.092 \text{ m}$

$$p = -3 * c^2 + (d - c) * \frac{90 * A_s}{b} \quad \text{D'où : } \begin{cases} p = -0.0221 \\ q = 0.001 \end{cases}$$

$$q = -2 * c^3 - (d - c)^2 * \frac{90 * A_s}{b}$$

Pour résoudre l'équation $y_c^3 + p y_c + q = 0$, avec $y = y_c + c$; avec $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on a trois racines réelles :

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos \frac{\varphi}{3} \\ y_{c2} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \\ y_{c3} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \\ \varphi = \cos^{-1} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \end{cases} \quad ; \text{ Si } \Delta \geq 0 \Rightarrow \begin{cases} t = (\sqrt{\Delta} - q) \\ z = t^{1/3} \\ y_c = z - \frac{p}{3z} \end{cases}$$

Tableau II.40- Détermination de l'axe neutre

$\Delta = -6.08 * 10^{-7} < 0$	
$a = 0.171$	$\varphi = 142.26^\circ$
$y_{c1} = 0.115\text{m}$	$y_1 = 0.023 \text{ m}$
$y_{c2} = -0.167\text{m}$	$y_2 = -0.259 \text{ m}$
$y_{c3} = 0.051\text{m}$	$y_3 = -0.041 \text{ m}$

On a : $y = y_1 = 0.023 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{b * y^2}{2} - 15 * A * (d - y) \Rightarrow \mu_t = \frac{1 * (0.023)^2}{2} - 15 * 2.01 * 10^{-4} * (0.08 - 0.023)$$

$$\Rightarrow \mu_t = 9.26 * 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{4.225 * 10^{-3} * 0.023}{9.26 * 10^{-5}} = 1.049 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée} \\ \sigma_{st} = 15 * 4.225 * 10^{-3} * \frac{(0.08 - 0.023)}{9.26 * 10^{-5}} = 39.01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.64 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

chéma de ferrailage

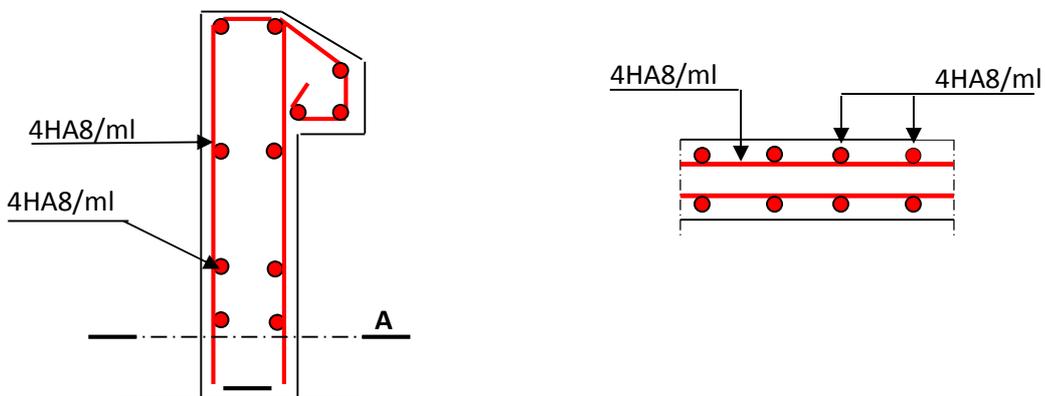


Figure. II.22. schéma de ferrailage acrotère

II.6. Etude de l'ascenseur

II.6.1. Définition :

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

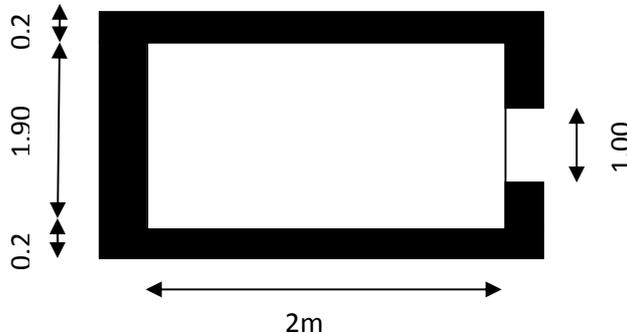


Figure. II.23.Schéma de la cage d'ascenseur

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour (8) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- L : Longueur de l'ascenseur =200cm.
- l : Largeur de l'ascenseur =190cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur =220cm.
- F_c : Charge due à la cuvette =102KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines =82KN.
- La charge nominale est de 630kg.
- La vitesse $V = 1\text{m/s}$.

II.6.2.Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

- **L'épaisseur de la dalle** On a $l_x = 1.9\text{ m} ; l_y = 2\text{ m} ; S = 3.8\text{ m}^2$.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.9}{2} = 0.95 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les 2 sens}$$

La dalle reprend une charge importante, on choisit alors une épaisseur de 20cm

- **Evaluation des charges et surcharges :**

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

- **Poids propre de la dalle et du revêtement**

$G_p = 25 \times 0.20 = 5\text{ KN/m}^2$ Et le Calcul pour un revêtement de 5 cm

$G_r = 22 \times 0.05 = 1.1\text{ KN/m}^2 \Rightarrow G_1 = G_p + G_r = 6.1\text{KN/m}^2$

- **Poids de l'ascenseur** $G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{3.8} = 26.84\text{ KN/m}^2$
- **Poids total** $G^{tot} = G_1 + G_2 = 6.1 + 26.84 = 32.94\text{KN/m}^2$
- **Combinaison d'action**

$$\begin{cases} ELU \Rightarrow q_u = 1.35 \times 32.94 + 1.5 \times 1 = 46 \frac{KN}{m^2} \\ ELS \Rightarrow q_s = 32.94 + 1 = 33.94\text{KN/m}^2 \end{cases}$$

❖ **Vérification à L'ELU**

- **Calcul des sollicitations à l'ELU** $\Rightarrow \rho = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases}$
- **Calcul des moments isostatiques** $\begin{cases} M_0^x = 0.0410 \times 46 \times (1.9)^2 = 6.8 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.8875 \times 6.81 = 6.04 \text{ KN.m} \end{cases}$
- **Calcul des moments (compte tenu de l'encastrement)**
 - En travée $\Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 6.8 = 5.1 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times 6.04 = 4.53 \text{ KN.m} \end{cases}$
 - En appui $\Rightarrow M_a^x = -0.5 M_0^x = -0.5 \times 6.81 = -3.4 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul du ferrailage** : calcul de la dalle pour (b= 1m, e= 20cm) à la flexion simple.

Tableau II.41- ferrailage de la dalle

Endroit	Sens	M(KN .m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A^{cal} \text{ (cm}^2 \text{ /ml)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2 \text{ /ml)}$	choix	$s_t \text{ (cm)}$
Travée	X-X	5.1	0.012	0.016	0.17	0.86	1.64	4HA8=2.01	25
	Y-Y	4.53	0.011	0.014	0.17	0.76	1.60	4HA8=2.01	25
Appui		-3.4	0.008	0.01	0.17	0.57	1.64	4HA8=2.01	25

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{v_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$; avec $\begin{cases} V_u^x = 24.1 \text{ KN} \\ V_u^y = 20.66 \text{ KN} \end{cases}$

$\tau_u = \frac{24.1 \times 10^{-3}}{0.17 \times 1} = 0.141 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas besoin d'armatures transversales.

❖ **Vérification à l'ELS**

$q_s = 33.94 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \rho = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.9236 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 5.917 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 5.481 \text{ KN.m} \end{cases}$

- **Moments corrigés** $\begin{cases} M_t^x = 4.438 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 4.111 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -2.958 \text{ KN.m} \end{cases}$

Tableau II.42- vérification des contraintes.

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ (MPa)}$	Obs
x-x	4.438	5.29	21389	1.09 < 15	vérifiée
y-y	4.111	3.92	12093	1.33 < 15	vérifiée
Appui	-2.95	4.35	14745	0.874 < 15	vérifiée

• **Vérification à la flèche**

Sens X-X $\begin{cases} \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd} < \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.105 \geq 0.0375 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 0.00118 < 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$

Sens Y-Y { $0.1 \geq 0.0375$ vérifiée
 $0.00118 < 0.005$ vérifiée

Remarque :

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

✓ **Schéma de ferrailage :**

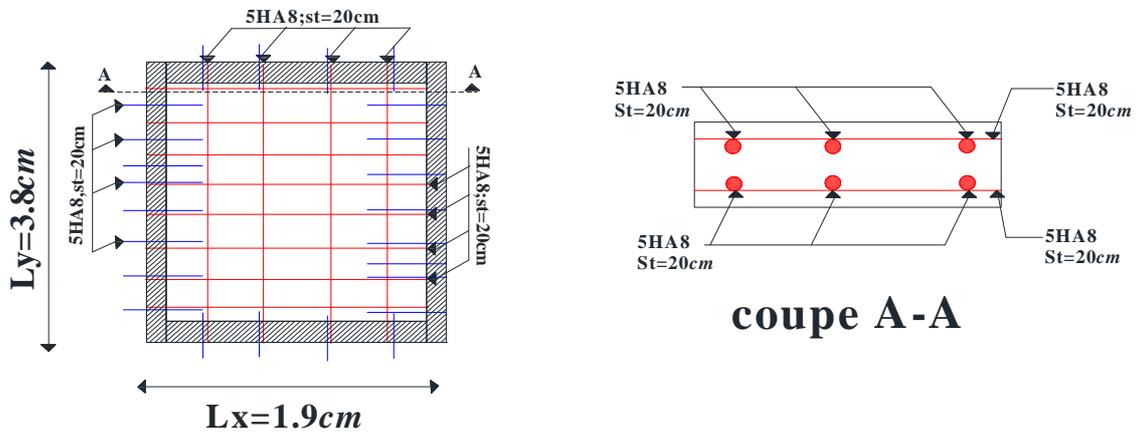


Figure. II.24. Schéma de Ferrailage de la dalle au-dessous

Conclusion :

Dans ce chapitre on a pu ferrailer les éléments secondaires, ce dernier est nécessaire pour leur stabilité et résistance

Chapitre III

III.1.Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, caractérisé par des secousses qui se propagent sous forme d'ondes, dites « ondes sismique » engendrant à leur tour un mouvement du sol.

Ainsi toute construction en béton armé sera conçue pour reprendre les forces horizontales dues à l'action du vent ou du séisme. Afin d'assurer au moins une protection parasismique ce dernier est basée sure une méthode dynamique

III.2.Modélisation

ROBOT millénium est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionnertout type de structures. Il permet ainsi de vérifier les résultats obtenus.Permet de modéliser tout type de structure en 2D ou en 3D composées d'éléments barres, poutres, éléments surfaciques ou volumiques. Il permet d'introduire parfaitement la géométrie, le chargement, les matériaux, les conditions aux frontières voire même les règlements et normes adoptés.

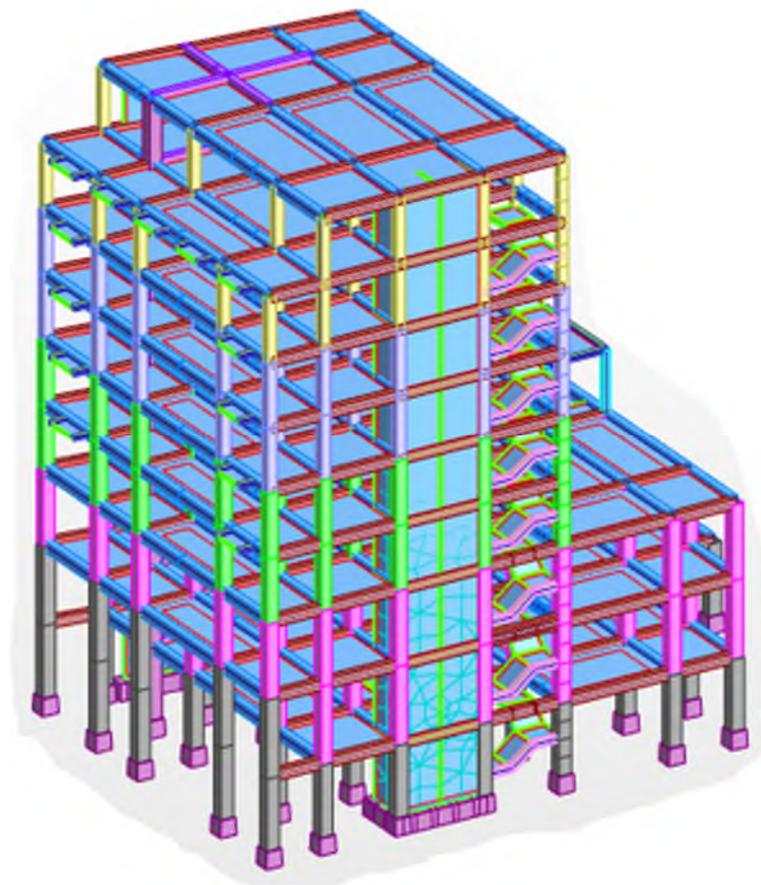


Figure III.1.Vue en 3Ddu modèle EF sous robot mellinium

III.3.Méthodes de calcul des forces sismiques

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

- Par la méthode statique équivalente ;
- Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélerogrammes.

- **Méthode statique équivalente**

Dans cette méthode, les forces sismiques réelles qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur

- ✓ **Conditions d'application de la méthode statique équivalente**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes : Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait la régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones II. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant la condition de hauteur suivante : Zone II : groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m

- ✓ **Calcul de l'effort tranchant à la base**

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

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \dots \dots \dots (RPA99/2003 Art (4.2.3))$$

Tel que :

A: coefficient d'accélération de la zone (RPA99/2003 tableau(4.1))

D: facteur d'amplification dynamique moyen ... (RPA99/2003 (4.2))

R: coefficient de comportement global de la structure (RPA tableau(4.3))

Q: facteur de qualité ... (RPA 99/2003(4.4))

W: poids total de la structure ... (RPA99/2003(4.5))

Les paramètres sous-énumères se déterminent comme suit

- ✓ **Coefficient d'accélération de la zone**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Grouped usage 1B} \\ \text{Zone II}_a \end{array} \right. A = \begin{array}{c} \rightarrow \\ \leftarrow \end{array}$$

- ✓ **Coefficient de comportement global de la structure**

Dans notre cas, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques/voiles avec justification de l'interaction $\Rightarrow R = 5$.

✓ **Facteur d'amplification dynamique moyen**

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{cases} \dots \dots \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

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

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

Avec : ξ est le pourcentage d'amortissement critique Pour notre cas, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5\% \text{D'où } \eta = 0.816$$

• **Classification du site**

En vertu de RPA99/2003, la classification du site se fait a partir des résultats des essaisde laboratoire (c_u, q_u, etc) aussi que les essais in situ en l'occurrence le pénétromètre statique (CPT) et le pressiometre Menard(PMT)

Pour déterminer la nature de site on se base sur l'interprétation de l'essai pressiometrique et au tableau donné par RPA99/2003 (art 3.3.1 page 28)

L'essai a été réalisé sur un profondeur de 30m pour les besoins de le classification, le RPA recommande de se base sur les moyennes harmonique, évaluées sur la zone d'influence des fondations de bâtiment 1.5B sous la base telle que B est la largeur du bâtiment

$$\frac{h}{\bar{p}_l} = \sum_{i=1}^n \frac{1}{p_{li}} = 2.61 \qquad h=30m \qquad N: \text{ nombre de point}$$

$$\bar{p}_l = \frac{30}{2.61} = 11.5 \text{ bar} \Rightarrow s_3$$

$$\frac{h}{\bar{E}_m} = \sum_{i=1}^n \frac{1}{E_{Mi}} = 0.48$$

$$\bar{E}_m = \frac{30}{0.48} = 62.5 \text{ bar} \Rightarrow \text{d'après le RPA/2003 (page)}, \text{ le site est } S_4$$

On a un site **meuble** $S_4 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.7s \end{cases}$ RPA99/2003 (Tableau 4.7)

Avec : T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

✓ **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$$\Rightarrow \begin{cases} T = C_T H^{3/4} \text{RPA99/2003 (Formule 4 - 6)} \\ T = 0.09 H / \sqrt{L} \text{RPA99/2003 (Formule 4.7)} \end{cases}$$

Tel que :

$C_T = 0.05$: coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. RPA99/2003 (Tableau 4.6)

$H = 31.2$ m : hauteur total du bâtiment.

L = dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 38.57m \\ L_y = 20.54m \end{cases}$$

On aura : $\begin{cases} T_x = 1.3 \times 0.452 = 0.59 s \\ T_y = 1.3 \times 0.62 = 0.81 s \end{cases}$

Ce qui donne pour les deux sens : $\begin{cases} D = 2.5 \eta \Rightarrow D_x = 2.04 \\ D = 2.5 \eta \left(\frac{T_z}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.85 \end{cases}$

✓ **Facteur de qualité**

Tableau III.1-Coefficient de qualité

N°	Critère (q)	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2	Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Oui	0.05	Non	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ RPA99/2003 (Formule (4.4)) P_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

D'où $\begin{cases} Q_x = 1.2 \\ Q_y = 1.2 \end{cases}$

✓ **Poids total de la structure**

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

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

W_{Gi} : poids du aux charges permanente $\underline{E}I W_{Qi}$: charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau du (RPA tableau 4.5)

Dans notre cas : $\beta = \begin{cases} 0.2 \text{ (habitation)} \\ 0.4 \text{ (restaurant collectif)} \end{cases} \Rightarrow \beta = 0.3$

Dans notre cas, on a : $W = 39070.15KN$

La force sismique statique à la base de la structure est : $\begin{cases} V_x^{st} = 3366.2KN \\ V_y^{st} = 3053.18KN \end{cases}$

✓ **Spectre de réponse de calcul**

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

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

III.4.Résultats de l'analyse dynamique

III.4.1.Disposition des voiles de contreventement

La forme complexe de notre structure irrégulière, la présence de la rampe et le parking au sous sol ainsi l'aspect architectural ont rendus difficile le choix de la disposition de contreventement. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques. Dans ce qui suit ; nous présentons la disposition des voiles que nous avons adopté .Cette disposition n'est certainement pas la disposition parfaite ; malgré qu'elle vérifie les conditions éditées par le RPA99/2003

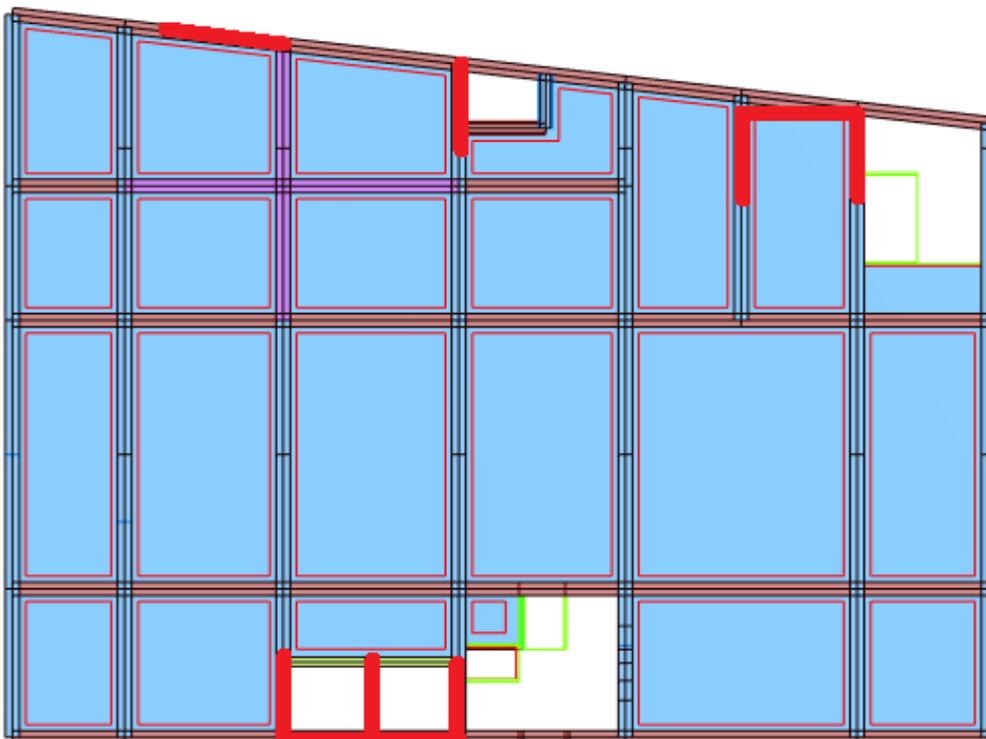


Figure III.2- Disposition des voiles

III.4.2-mode de vibration et taux de participation des masses

D'après le (RPA99/version 2003 Art4.3.4) les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitations doit être tel que la somme des masses modales pour les modes retenus, soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. Le tableau ci-dessous illustre les résultats des (12) douze modes de vibration

Tableau III.2 -mode de vibration et taux de participation des masses

Mode	Période (s)	% de la masse modale		% Cumulés de la masse modale	
1	0.76	1.78	61.2	1.78	61.2
2	0.61	54.86	64.25	53.08	3.05
3	0.40	64.79	65.11	9.94	0.86
4	0.24	66.07	79.33	1.27	14.22
5	0.21	79.22	82.68	13.16	3.34
6	0.14	83.01	85.18	3.79	2.5
7	0.13	83.14	88.21	0.13	03.03
8	0.12	88.9	89.05	5.76	0.84
9	0.08	89.12	90.04	0.22	0.99
10	0.08	89.68	90.76	0.56	0.73
11	0.08	81.83	91.30	2.15	0.54
12	0.06	92.45	94.35	0.62	3.04

- A travers le tableau on voit bien que la condition du **RPA (Art 4.3.4)** sur le nombre de modes à retenir est satisfaite pour les deux directions principales x et y à partir du 8^{ème} mode
- Les périodes numériques obtenues par le logiciel ROBOT dans les deux premiers modes sont inférieurs à celles calculées après majoration de 30%. (**RPA99/2003 Art 4.2.4**)

Les périodes majorées de 30% $\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.52s \\ T_y = 0.81s \end{cases}$

- **Les modes de vibrations :**

Les trois premiers modes de vibrations sont montrés sur les figures suivantes :

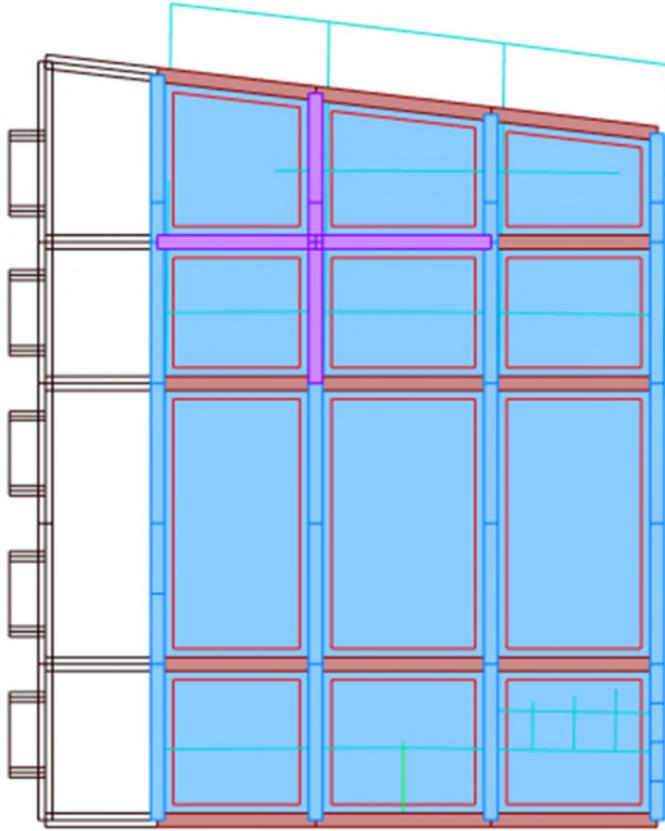


Figure III.3.1^{er} mode de vibration –translation suivant l'axe Y

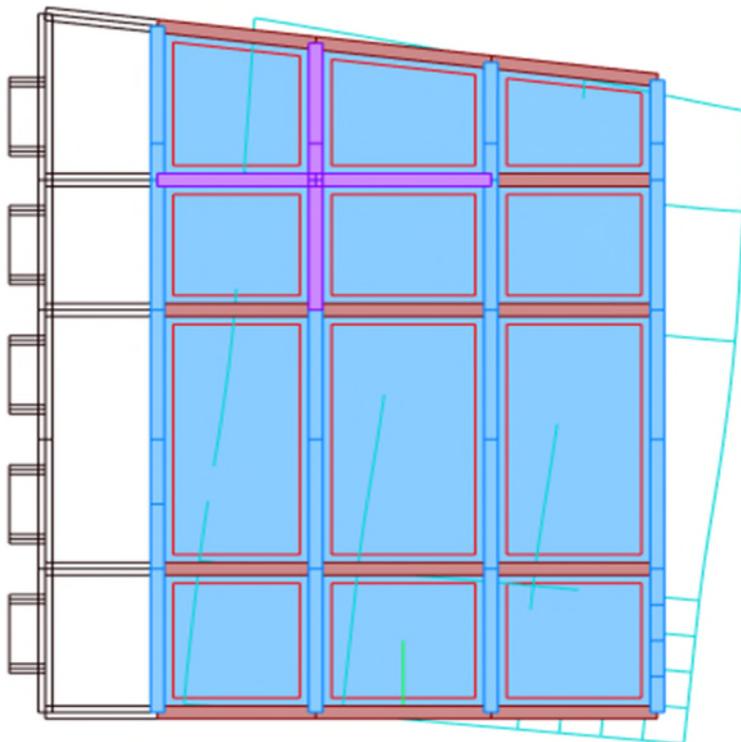


Figure III.4-2^{ème} mode de vibration –translation suivant l'axe X

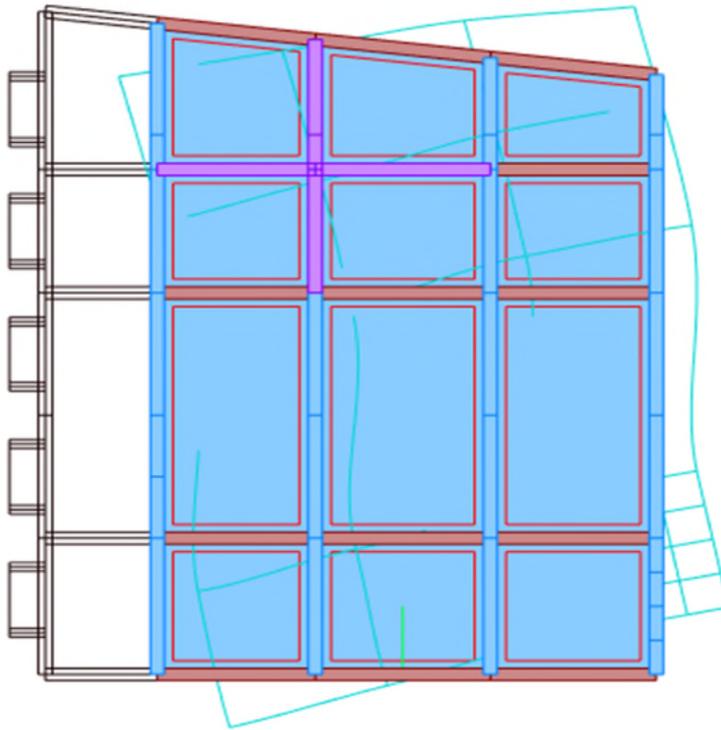


Figure III.5-3^{ème} mode de rotation –autour l’axe Z

III.4.3-Vérification de la résultante des forces sismiques :

Après avoir calculé l’effort statique à la base et l’effort dynamique, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st} \text{ RPA99/2003 (Art4. 3. 6) Avec :}$$

V_{dyn} : L’effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modale).

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $0.8 V_{st} / V_{dyn}$. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2-Vérification de la résultante des forces sismiques a la base

Sens	$V_{statique}$ (KN)	$0.8 V_{statique}$ (KN)	$V_{dynamique}$ (KN)	Observation
X-X	3825.74	3060.6	2878.4	Non Vérifiée
Y-Y	3469.42	2775.5	3017.64	Vérifiée

Selon le sens Y-Y donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés.

III.4.4-Vérification de l’effort normal réduit

Il est exigé de faire la vérification à l’effort normal réduit dans les poteaux pour éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations d’ensemble dues au séisme, l’effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \text{ (RPA99/2003 Art 7.4.3.1) Tel que:}$$

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

B : section du béton.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.3-Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Section (cm^2)	N_d (KN)	Combinaison	V	Observation
Sous-sol et RDC	60*65	2892.65	G+Q-EY	0.29	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème}	60*55	2322.29	G+Q+EY	0.28	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55*50	1564.11	G+Q+EX	0.22	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	50*45	977.41	G+Q-EY	0.17	Vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	45*40	465.15	G+Q-EY	0.1	Vérifiée
Poteau	Cr 65*60	2427.77	G+Q-EY	0.25	Vérifiée

Commentaire : Pas de risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

III.4.5-Justification de l'interaction (voiles-portiques) :

Pour justifier le contreventement mixte, le RPA exige que les charges horizontales soient reprises conjointement par les voiles et les portiques et cela selon leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. (RPA99/2003 Art 3.4.a)

- **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 III .4 suivant

Tableau III.4-l'interaction sous charges vertical

Niveau	Charges verticales (KN)		(%) des charge verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	36375.85	6627.65	84.6	15.4
1	30356.89	5320.0	85.4	14.86
2	24594.25	4756.34	83.8	16.2
3	18882.04	3992.03	82.55	17.45
4	15516.9	3323.8	82.36	17.64
5	12033.24	2709.22	81.63	18.37
6	8712.95	1965.39	81.66	18.34
7	5593.16	1251.25	81.71	18.28
8	2380.21	562.96	80.87	19.13

✓ **Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux sauf les deux derniers niveaux ou l'écart est de 0.40% ce qui peut être négligé.

• **Sous charges horizontale**

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 récapitulés dans le tableau III.5 suivant

Tableau III.5-l'interaction sous charges horizontal

Niveau	Chargement horizontal (KN)				chargement horizontal(KN)			
	sens X-X		sens X-X		sens Y-Y		sens Y-Y	
	portique	voile	portiques %	voiles %	Portique	voile	portique %	voile%
RDC	1424.59	1453.81	49.50	50.50	1611.52	1406.12	53.40	46.60
1	1018.5	1748.34	36.80	63.20	1356.72	1560.87	46.50	53.50
2	1143.73	1449.53	44.10	55.90	1609.81	1124.74	58.86	41.14

3	1404.88	931.33	60.13	39.87	1676.87	776.80	68.34	31.66
4	1253.65	854.25	59.47	40.53	1533.59	658.37	70.00	30.00
5	1064.33	740.89	58.95	41.05	1271.23	595.08	68.11	31.89
6	944.58	486.87	66.00	34.00	1007.29	369.21	68.22	31.78
7	707.75	298.48	70.33	29.67	803.63	239.57	77.03	22.97
8	493.10	0	100.0	0	555.30	0	100.0	0

On remarque que, l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux.

III.4.6-Vérification vis-à-vis des déplacements de niveau

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 : (RPA99/ version 2003 (Art 5.10))

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ Avec : } \delta_k = R\delta_{ek} \text{ Tel que :}$$

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003 (Art 4.43).

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau III.6ci-après

Tableau III.6-Vérification des déplacements relatifs

h_k (cm)	Sens X-X				Sens Y-Y			
	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}\%$	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}\%$
357	0.1	0	0.1	0.028	0.5	0	0.5	0.140
391	0.4	0.1	0.3	0.076	1.2	0.5	0.7	0.179
374	0.9	0.4	0.5	0.133	1.5	1.2	0.3	0.080
323	1.6	0.9	0.7	0.216	1.6	1.5	0.2	0.062
323	2.8	1.6	1.2	0.371	2.1	1.6	0.5	0.154
323	3.6	2.8	0.8	0.247	2.7	2.1	0.5	0.154
323	4.3	3.6	0.7	0.216	3.1	2.7	0.5	0.154
323	4.9	4.3	0.7	0.216	3.2	3.1	0.1	0.031
323	5.4	4.9	0.5	0.154	6.1	3.2	5.3	0.89

D'après les résultats obtenus dans le tableau, on peut dire que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage les deux derniers niveaux.

III.4.7. Justification vis à vis de l'effet P-Delta:

Selon le RPA99/ version 2003 (Art 5.9), Les effets du 2° ordre (où effet P - Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k :

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1).

h_k : hauteur de l'étage k.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.7-Vérification de l'effet P-Delta

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
RDC	357	39070.15	0.1	2878.40	0.0038	0.5	3017.64	0.018
1	391	32601.63	0.3	2766.84	0.0090	0.7	2917.59	0.020
2	374	27045.96	0.5	2593.27	0.0139	0.3	2734.55	0.008
3	323	21154.78	0.7	2336.21	0.0196	0.2	2453.66	0.005
4	323	17433.59	1.2	2107.90	0.0307	0.5	2191.96	0.012
5	323	13647.53	0.8	1805.22	0.0187	0.5	1866.31	0.011
6	323	9895.58	0.7	1431.45	0.0149	0.5	1476.51	0.010
7	323	6376.61	0.7	1006.23	0.0137	0.1	1043.19	0.002
8	323	2797.54	0.5	487.41	0.0088	2.9	508.97	0.107

D'après les résultats obtenus dans le tableau les efforts P-Δ peuvent être négligés.

Conclusion

L'objectif de ce chapitre a été l'étude de la structure sous sollicitations dynamiques pour se faire ; nous avons modélisé notre structure grâce au logiciel robot millénium

La disposition des voiles de contreventement a été un véritable challenge, la présence de la rampe de passage au parking, l'aspect architectural ainsi que la forme de la structure ont rendu difficile ce choix de disposition

Finalement nous avons abouti a une disposition qui satisfait toutes les exigences du RPA 99/2003, Les sections des poteaux et des poutres ont été augmentés.

Chapitre IV

IV.1.Introduction

Ce chapitre est consacré aux calculs de ferrailage des poteaux, des poutres et des murs voiles. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Les calculs des différentes sollicitations obtenues des différentes combinaisons de charges et les sections des armatures longitudinales et transversales sont effectués à l'aide du logiciel Auto desk Robot Structural Analyses.

1,35G +1,5Q Combinaison fondamentale, selon BAEL 91

G+Q Combinaison fondamentale, selon BAEL 91

0,8G ± E Combinaison accidentelle, selon RPA99/2003

G + Q ± E Combinaison accidentelle, selon RPA99/2003

IV.1.1.Etude des poteaux

Un poteau est soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations à la base de la structure. Sollicités en flexion composée. Les armatures sont calculées sous les effets des sollicitations les plus défavorables.

Les combinaisons de charge considérées dans ces calculs sont :

1,35G +1,5Q Combinaison fondamentale, selon BAEL 91

G+Q Combinaison fondamentale, selon BAEL 91

0,8G ± E Combinaison accidentelle, selon RPA99/2003

G + Q ± E Combinaison accidentelle, selon RPA99/2003

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations

N_{max} $M_{corr} \dots \dots A_1$

N_{min} $M_{corr} \dots \dots A_2$

$M_{max} N_{corr} \dots \dots A_3$

IV.1.2.Recommandations du RPA99/Version 2003

a. Armatures longitudinale

-Les armatures doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.

-Leur pourcentage minimal dans les poteaux $A_{min} = 0.8\%$ de la section du béton en zone II.

-Leur pourcentage maximal :

- ✓ $A_{max} = 4\%$ de la section du béton en zone courante.
- ✓ $A_{max} = 6\%$ de la section du béton en zone de recouvrement.
- ✓ $\phi_{min} > 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).

La longueur minimale de recouvrement est de $40\phi_l$ en zone II. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.

- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

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

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{ cm}\right)$$

$(h_1 \times b_1)$: Section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

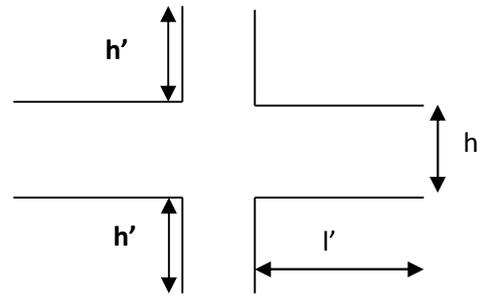


Figure IV.1. Zone nodale

- ✓ **Les armatures longitudinales min et max données par le RPA**

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/version2003** sont illustrées dans le **tableau IV.1** ci-dessous :

Tableau IV.1- Les sections minimales et maximales préconisées par le RPA99.

Niveau	Section de poteau	$A_{\min}(\text{cm}^2)$ RPA	$A^{\max} \text{RPA} (\text{cm}^2)$	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol 2+RDC	65x60	31.2	156	234
1 ^{ere} , 2 ^{eme} étages	60x55	26.4	132	198
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étages	55x50	22	110	165
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages	50x45	18	90	135
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étages	45x40	14.4	72	108

b. Les armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_U}{h_1 f_e} \text{ RPA99/version2003 (Art 7.4.2 Avec : } V_u \text{ : Effort tranchant de calcul.)}$$

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$

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

- La quantité d'armatures transversale minimale : A_t^{min} en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\text{min}} = 0.3\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5 \quad A_t^{\text{min}} = 0.8\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ On interpole entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda_g : \text{est l'élancement géométrique du poteau } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée,

l_f : Longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ minimum
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

IV.1.3. Sollicitations dans les poteaux

Tableau IV. 2-Sollicitations dans les poteaux

Niveau	Section	N_{max} et M_{corres}		N_{min} et M_{corres}		M_{max} et N_{corres}		v_{max} (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
Sous-sol et RDC	65×60	2892.65	142.51	-327.42	-24.45	204.58	489.31	362.48
1 ^{ere} et 2 ^{eme} étages	60×55	2322.29	-88.55	-65.78	-39.82	274.71	400	205.65
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étages	55×50	1555.17	66.21	11.70	-16.51	258.56	430	236.62
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages	50×45	977.41	35.3	-9.73	-19.27	199.18	359.11	119.53
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étages	45×40	465.15	9.11	-7.89	-14.81	159.91	211.1	127.3

IV.1.4. Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

➤ Exemple de calcul

$b = 60 \text{ cm}$; $h = 65 \text{ cm}$; $d = 60.5 \text{ cm}$;

Soit : $N_{max} = 2892.65 \text{ KN}$; $M_{corre} = 142.51 \text{ KN.m}$

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1.15$ et $\gamma_s = 1$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.049 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.32 \text{ m} \Rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieure de la section.

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')bhf_{bu} \text{ On a:}$$

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 142.51 \times 10^{-3} + 2892.65 \times 10^{-3} \left(0.605 - \frac{0.65}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 0.952 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 2892.65 \times 10^{-3} (0.605 - 0.045) - 0.952 = 0.668 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')bhf_{bu} = (0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.045) \times (0.65) \times (0.6) \times 18.48 = 1.32 \text{ MN.m}$$

Donc :

$0.952 < 1.32 \Rightarrow$ Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2f_{bu}} = 0.235 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0;$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.34 \\ z = 0.522 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 45.59 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 45.59 * 10^{-4} - \frac{2.8965}{400} = -26.72 \text{ cm}^2$$

Pas de nécessité d'armatures le béton seul suffira pour la résistance

a) Armatures longitudinales

Le calcul du ferrailage des poteaux se fait suivant les deux plans (1-2 et 1-3) et selon la combinaison la plus défavorable, les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau IV.3 suivant :

Tableau IV. 3-Armatures longitudinales des poteaux

Niveau	Section	A'cal(cm ²)par face	Acal(cm ²)	AminRPA (cm ²)	Aadopté(cm ²)
Sous-sol et RDC	65x60	5	18.48	31.2	4HA20+8H16+4HA14=34.8
1^{ere}, 2^{eme} étages	60x55	8	24.12	26.4	4HA20+8HA16=28.64
3^{eme} et 4^{eme} étages	55x50	8	24.12	22	12HA16=24.12
5^{eme} et 6^{eme} étages	50x45	7.2	20.36	18	4HA16+8HA14=20.36
8^{eme} et 9^{eme} étages	45x40	6	18.48	14.4	12HA14=18.48

b) Armatures transversales

Le calcul d'armature transversale résumée dans le tableau IV.4 suivant :

Tableau IV. 4-Les armatures transversales adoptées pour les poteaux

Niveau	Sous sol, RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6, 7 et 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} , 10 ^{ème} étage
Section (cm)	65x60	60x55	55x50	50x45	45x40
ϕ_l^{\max} (cm)	2	2	2	1.6	1.4
ϕ_l^{\min} (cm)	1.6	1.6	1.6	1.4	1.4
l_f (cm)	249.9	273.7	226.1	226.1	226.1
λ_g	3.84	4.56	4.11	4.52	5.02
V_u (KN) robot	362.48	205.65	236.62	119.53	127.3
l_r (cm)	80	80	80	64	56
$t_{\text{zone nodale}}$ (cm)	10	10	10	10	10
$t_{\text{zone courante}}$ (cm)	15	15	15	15	15
A^t (cm)	1.04	0.59	0.72	0.51	1.52
A_{\min}^t (cm ²) Zone nodale	2.85	2.77	3.25	2.15	1.68
A_{\min}^t (cm ²) Zone	5.22	3.21	4.02	2.24	2.65
$A^t_{\text{adoptée}}$ (cm ²)	8T10=6.28	6T10=4.71	6T10=4.71	6T8=3.01	6T8=3.01

Conformément aux règles du **RPA 99/2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max} \Rightarrow 10 \text{ cm} \geq \frac{20 \text{ cm}}{3} \Rightarrow 10 \geq 6.67 \text{ cm} \dots\dots\dots$$

Vérifiée. IV.1.5. Vérifications**a) vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme**

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une hauteur de h=4m et un effort normal égal à : 2646.831 KN

$$N_u^{\max} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \text{ CBA 93 (Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élanement λ .

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

- Exemple illustratif

$$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2.499 \quad (\text{Longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0.187 \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2.8}{0.18} \Rightarrow \lambda = 13.31 \Rightarrow \alpha = 0.83 ; B_r = 3357.75 \text{ cm}^2 \text{ (Section réduite)}.$$

Donc :

$$N_u^{\max} = 0.81 \times \left(\frac{0.336 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 33.17 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 7890.52 \text{ KN}$$

On a $N_u^{\text{sap}} = 2892.65 \text{ KN} < N_u^{\max}$
 = 7890.52 KN condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

b) Vérification au flambement des poteaux des différents étages

Tableau. IV.5- Justification de l'effort normal réduit

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	I	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (m ²)	N _u (MN)	N _u ^{max} (MN)
Sous sol, RDC	65x60	3.57	2.499	0.187	13.31	0.83	34.08	3357.75	2892.65	7890.52
1 ^{er} et 2 ^{ème}	60x55	3.91	2.73	0.173	15.78	0.816	28.64	0.28	2.322	2.66
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55x50	3.23	2.26	0.025	9.54	0.837		0.229	1.55517	5.4
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	50x45	3.23	2.26	0.144	15.70	0.817	20.35	0.184	0.97744	2.04
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	45x40	3.23	2.26	0.129	17.39	0.81	15.20	0.1437	0.863	3.46

Du tableau IV.5 ci-dessus on constate que $N_u^{\text{robot}} < N_u^{\max}$ donc c'est vérifiée.

C) Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v ;$$

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

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

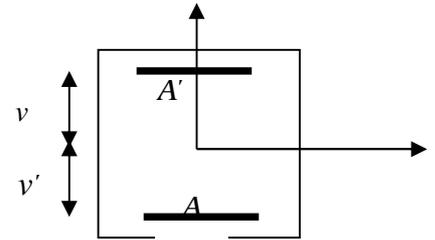


Figure. IV.2. Section d'un poteau

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$, Les résultats sont résumés dans le tableau IV.6 suivant :

Tableau. IV. 6-Vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	Section (cm ²)	d (cm)	A _s (cm ²)	V (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ (MPa)	σ̄ (MPa)
S-sol et RDC	65x60	60.5	34.8	35.8	29.2	0.017	1991.89	11.01	6.27	15
1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	60x55	55.5	28.64	32.93	27.07	0.0124	1860.41	36.34	5.93	15
(3,4) ^{ème} étage	55x50	50.5	24.12	30.17	24.83	0.0086	1332.28	61.49	6.98	15
(5,6) ^{ème} étage	50x45	45.5	20.36	27.39	22.60	0.00582	863.09	65.82	6.93	15
(7, 8) ^{ème} étage	45x40	40.5	18.4	24.89	20.11	0.00381	428.72	60.76	6.35	15

Du tableau IV.6.ci- dessus ,on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est **vérifiée**.

d)Vérification aux sollicitations tangentielles

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ Telle que :RPA 99 (Article 7.4.3.2)}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$$

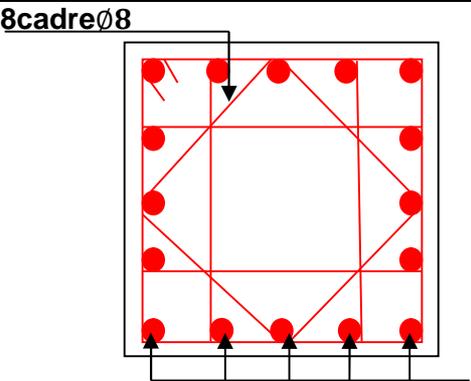
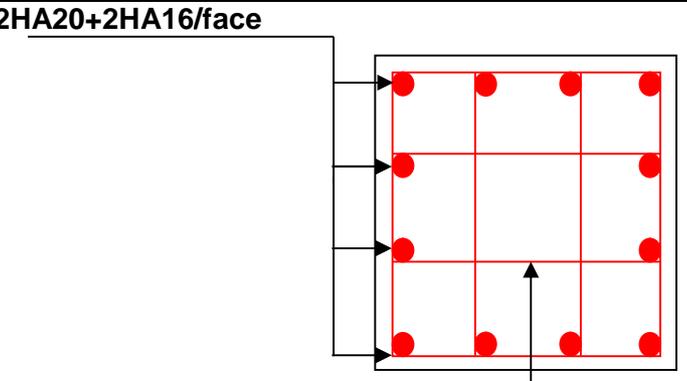
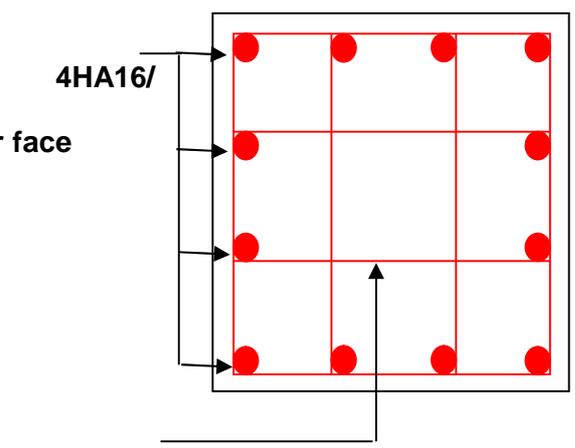
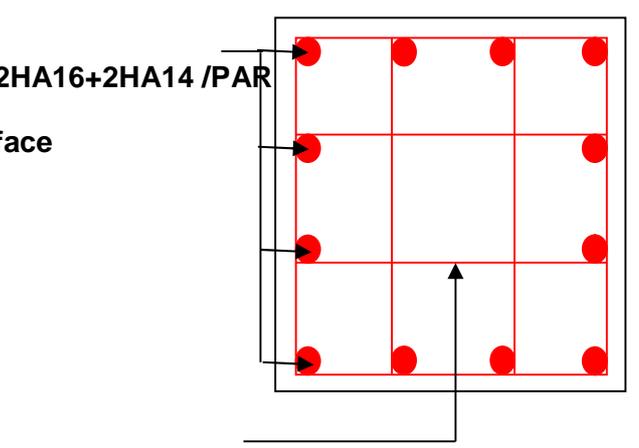
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

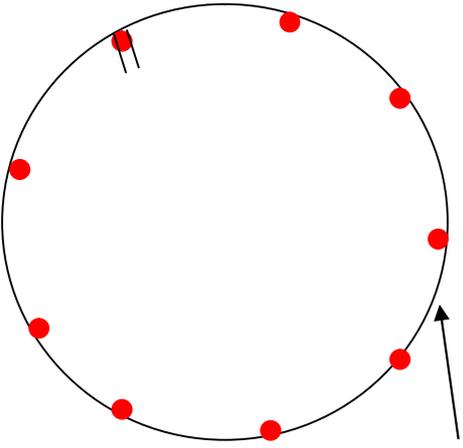
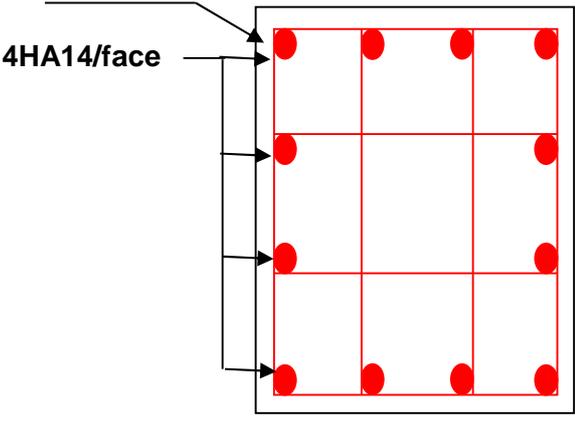
Tableau IV.7-Vérification des contraintes tangentielles.

Niveau	Section	I _f	λ _g	ρ _d	d	V _u	τ	τ̄ _{adm}	observation
--------	---------	----------------	----------------	----------------	---	----------------	---	-------------------	-------------

	(cm ²)	(m)			(cm)	(KN)	MPa	MPa	
S- sol, RDC	65x60	2.499	3.84	0.04	60.5	362.48	0.999	1	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	60x55	2.73	4.56	0.04	55.5	205.65	0.67	1	vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	55x50	2.261	4.11	0.04	50.5	236.62	0.94	1	vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50x45	2.261	4.52	0.04	45.5	119.53	0.58	1	vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	45x40	2.261	5.02	0.075	40.5	127.3	0.785	1	vérifiée

IV.1.6. disposition constructive des poteaux

<p>RDC ET SOU SOL(60*65)cm</p>  <p>8cadreØ8</p> <p>2HA20+2HA16+1HA14/face</p>	<p>1^{er} et 2^{ème} étage(60*55)cm</p>  <p>2HA20+2HA16/face</p> <p>6cadreØ8</p>
<p>3^{ème} et 4^{ème} étage(55 * 50)cm</p>  <p>4HA16/ Par face</p> <p>3cadreØ8</p>	<p>5^{ème} et 6^{ème} étage (50*45)cm</p>  <p>2HA16+2HA14 /PAR face</p> <p>6cadreØ8</p>

 <p>Poteau circulaire D=85cm 9HA25</p>	 <p>6cadreØ8 4HA14/face</p>
SOU SOL D=85cm	<i>7^{ème} et 8^{ème} étage</i>

IV.2. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue plusieurs types de poutres : poutre (70×35), les poutres principales ($35 \times 55 \text{ cm}^2$) qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires ($35 \times 50 \text{ cm}^2$) qui assurent le chaînage.

- **Les recommandations du RPA99/version2003**

- a) **Les armatures longitudinales**

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0,5\% b \times h$ en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - * $4\% b \times h$ En zone courante.
 - * $6\% b \times h$ En zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :
- ✓ $40\phi_{\max}$ en zone IIa avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément au RPA avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.
- ✓ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

IV.2.1 Les sections minimales et maximales préconisées par le RPA99V2003

Tableau IV.8-Armatures longitudinales Min et Max dans les poutres selon le RPA99

Type depoutres		Section(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
				zone courante	zone de recouvrement
Principale	Pp	35*55	9.625	77	115.5
Secondaire	Ps	35*50	8.75	70	105
Principale	P1	35*70	12.25	98	147

IV.2.2. Sollicitations de calculs est leurferrailage par élément

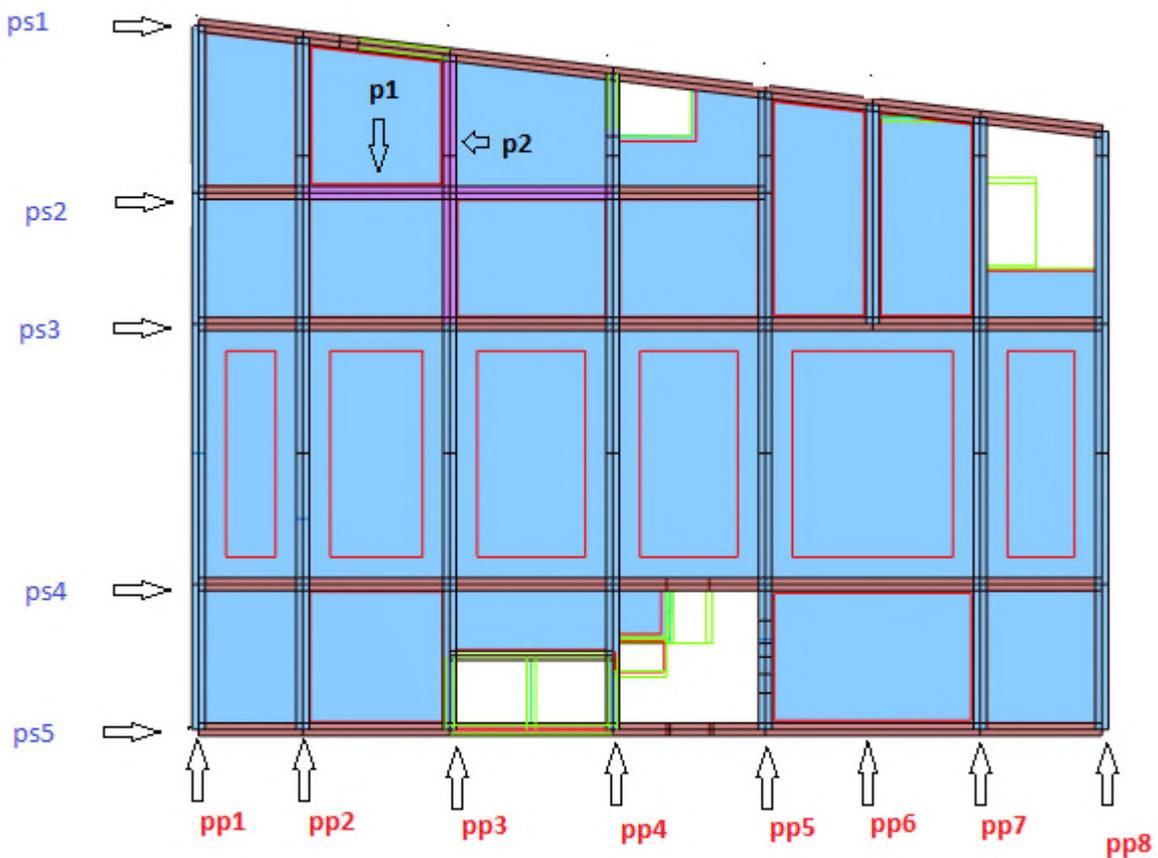


Figure. IV.3.Vue en plan deséléments de poutresprincipales et secondaires

Le calcul de ferrailage des différentes poutres fait à partir de chaque élément de plancher avec les sollicitations obtenues dans le diagramme des efforts à partir de logiciel ROBOT

Les résultats sont résumés dans le tableau IV.Suivant :

Tableau IV.9-Sollicitationsmaximales et Armatures longitudinales dans les différentes poutres

Niveau	Type		Sollicitation de calculs (extraites du logiciel)			Section d'acier(cm^2)			Choix de section	
			M_t (KN.m)	M_a (Kn.m)	V_U (KN)	A_t	A_a	A_{min}	Travée	Appuis
S-sol et RDC	Poutre Principale	Pp3	180.9	221.28	240.85	9.3	11.5	9.625	2HA16+4 HA14+ =10.2	4HA144 HA12=1 2.52
		Pp5	142.05	-245.4	189.4	7.2	12.9	9.625	2T16+4T 14=10.2	4T16+4T 14=14.2
		P 1	109.99	-145.5	-99.49	4.2	5.6	12.25	4T16+4T 12=12.52	4T16+4T 12=12.5
	Poutre secondaire	Ps1	106.51	-99.44	141.93	6	5.6	8.75	6HA14	6HA14
		Ps2	67.69	-96.95	-88.31	3.7	5.4	8.75	6HA14	6HA14
		P2	186.41	-194.4	159.57	7.3	7.6	12.25	4T16+4T 12	4T16+4T 12
2 ^{ème} Et 3 ^{ème} étage	Poutre Principale	Pp3	197.42	-243.4	341.54	10.2	12.3	9.625	4HA14+2 HA16	4HA16+ 4HA12
		Pp 5	133.97	-292.2	191.1	6.8	15.7	9.625	4T16+2T 112=10.3	8T16
		P1	119.88	-328.2	-156.3	4.6	13.1	12.25	4T16+4T 12	4HA16+ 4T14
	Poutre Secondaire	Ps 1	198.51	-190.2	268.7	11.6	11	8.75	6HA16	6HA16
		Ps 2	146.2	-147.32	-119.4	8.3	8.4	8.75	6HA14	6HA14
		P2	94.10	-193.5	112.7	3.6	7.5	12.25	4HA16+4 HA12	4HA16+ 4HA12
4 ^{ème}	Poutre principale	Pp2	163.28	-214.59	-142.49	8.3	11.2	9.625	4HA16+2 HA12	4HA20+ 4HA12
		Pp3	263.65	-310.1	344.5	14	13.8	9.625	4HA20+2	4HA16+

Etage 5 ^{ème}	Poutre secondaire	P1	149.95	-296.4	149.9	5.8	11.8	12.25	HA12 4T20	14HA12 4T20
		Ps1	239.51	-235.7	327.2	14.2	14	8.75	4HA20+2 HA12	4HA16+ 4HA14
		Ps3	97.88	119.9	80.95	5.5	6.8	8.75	6HA16	6HA16
		P2	102.67	-286.2	123.8	3.9	11.4	12.25	4HA16+4 HA12	4HA16+ 4HA14
(6,7) ^{ème} étage 8 ^{ème} et terrasse	Poutre principale	Pp3	182.37	-268.1	-285.97	9.4	14.2	9.625	4HA16+4 HA12	4HA16+ 4HA12
		Pp2	149.75	-213.21	-132.24	7.6	11.1	9.625	4HA16+2 HA12	4HA16+ 2HA14
		P1	131.1	347.16	-162.63	5.3	14.2	12.25	4HA16+2 HA12	4HA16+ 4HA12
	Poutre secondaire	Ps1	173.03	-190.85	245.55	10	11.1	8.75	4HA16+2 HA12	4HA16+ 2HA14
		Ps3	73.82	-104.71	84.83	4.1	5.9	8.75	6HA14	6HA14
		P2	107.19	-281.54	125.79	4.1	11.6	12.25	4HA16+4 HA12	4HA16+ 4HA12

* Longueur de recouvrement

$$l_r > 40 \times \phi \circ$$

$$\phi = 16\text{mm} \Rightarrow l_r > 64\text{cm}; \text{ on adopte } l_r = 70\text{ cm}$$

$$\phi = 14\text{cm} \Rightarrow l_r > 56\text{cm}; \text{ on adopte } l_r = 60\text{ cm}$$

b) Les armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{ BAEL91 (Article H.III.3)}$$

- Poutres principales

$$\phi \leq \min\left(16; \frac{55}{35}; \frac{40}{10}\right) = \min(16; 1.57; 4)$$

Donc on prend $\phi_r = 8\text{mm} \Rightarrow A_r = 8T8 = 4\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- Poutres secondaires

$$\phi \leq \min\left(14; \frac{50}{35}; \frac{40}{10}\right) = \min(14; 1.42; 4)$$

Donc on prend : $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 8T8 = 4cm^2$ (un cadre et un étrier)

* **calcul des espacements des armatures transversales**

- **Selon le BAEL91 (Article H.III.3)**

$$S_t \leq \text{Min} (S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3}) \text{ avec : } S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 114.2cm$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40cm) \Rightarrow S_{t2} \leq 40cm ; S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 45cm$$

▪ Selon le RPA 99

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t; 30cm\right) \Rightarrow S_t \leq 13.75cm; \text{ soit } S_t = 10cm$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 22.5cm; \text{ soit } S_t = 15cm$$

a) Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.57cm^2 \Rightarrow A_t > A_t^{\min} \text{ C'est vérifié}$$

IV.2.3. Vérifications [BAEL 91]

a) **Vérifications à L'ELU**

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des contraintes tangentielles**

- **Vérification de l'effort tranchant BAEL91 (Article H.III.1)**

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d}, \text{ FPN} \Rightarrow \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4MPa) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.25MPa$$

Tableau IV.10-Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	$V_u \text{ max (KN)}$	$\tau_u \text{ (MPa)}$	Observation
Principales(35*55) pp3(4^{ème} étage)	344.4	1.91	Vérifiée
Secondaires(35*50) Ps1(4^{ème} étage)	327.2	2.009	Vérifiée

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

-Appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

-Appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_c} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Tableau IV.11- Vérification des poutres vis à vis du cisaillement

Poutres	A _L (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{int} (cm ²)	Observation
Principale pp3(4 ^{ème} étage)	16.7	344.5	263.45	9.99	-6.4	Vérifiée
Secondaires pp3(4 ^{ème} étage)	14	327.2	239.51	9.4	-6.11	Vérifiée

b) Vérifications à L'ELS

- Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y; \quad \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0 \quad ; \quad I = \frac{b \times h^3}{12}; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} \leq 15MPa$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.12-Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	observation
Principales	Appui	-255.5	268137	19.3	14.3	15	Vérifiée
	Travée	140.29		16.74	8.74	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	-32.1	143185.6	19.2	3.4	15	Vérifiée
	Travée	24.35		14.14	1.4	15	Vérifiée

- Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91(Article B.6.5)** et du **CBA 93**

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

;

	H (cm)	B (cm)	I (cm)	A _s (cm ²)	ht/l	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{ht}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{ht}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	55	35	520	15.6	0.077	0.0625	0.0062	0.0105	vérifiée	vérifiée	Vérifiée
PS	50	35	490	12.3	0.07	0.064	0.0056	0.0105	vérifiée	vérifiée	Vérifiée

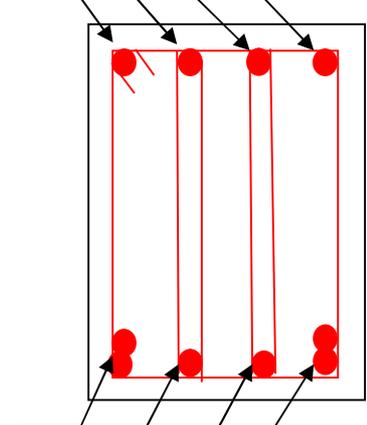
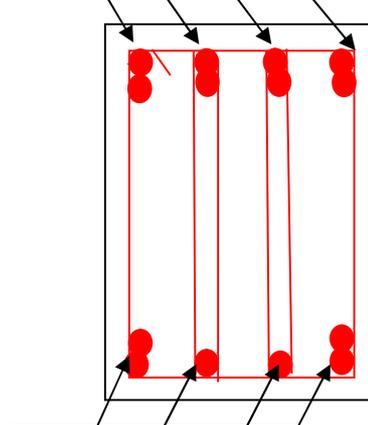
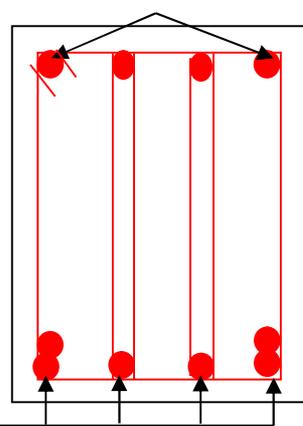
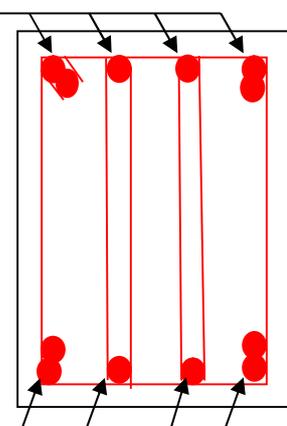
nécessaire :

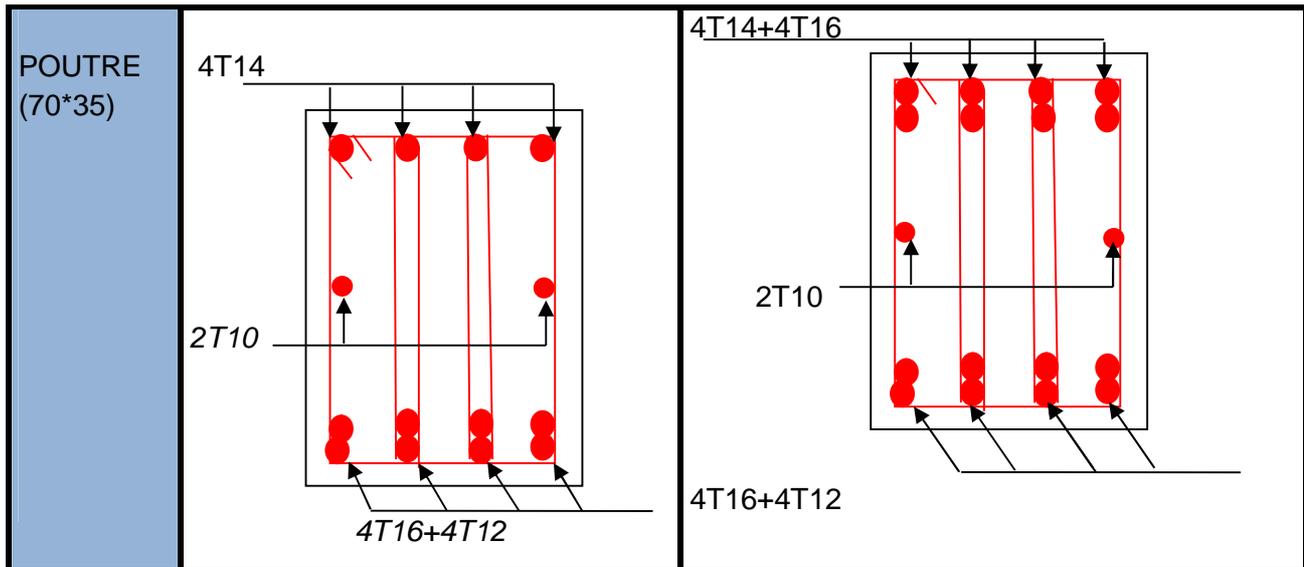
Tableau IV.13- Vérification de la flèche des poutres

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

IV.2.4.Schéma de ferrailages des poutres

(Exemple pour le plancher de 4^{ème} étage le plus sollicité)

	En travée	En appui
Poutre principale 55*35 Pp1	4T16  4T16+2T14	8T16  4T16+2T14
Poutre secondaire 50*35 Ps4	4T14  6T14	6T14  6T14



c) Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales est l’une des exigences du RPA 99/03(Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non pas dans les poteaux, la somme des moments résistant ultimes des extrémités des poteaux aboutissant aux nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d’un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d’orientation de l’action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

➤ **Détermination du moment résistant dans les poteaux**

Le moment résistant M_r d’une section de béton dépend :

- des dimensions de la section du béton.
- de la quantité d’acier dans la section du béton.
- de la contrainte limite élastique des aciers.

Telle que : $M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s}$ et $Z = 0.85 \times h$

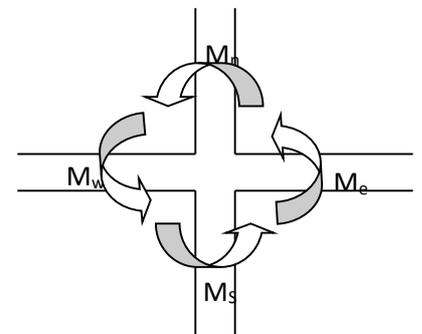


Figure. IV.4.Schéma de la Zonenodal

Tableau IV.14- Moments résistant dans les poteaux

Niveau	Section (cm)	Z(m)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
Sous sol, RDC	65x60	0.552	34.8	755.14
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	60x55	0.51	28.64	584.26
3,4, et 5 ^{ème} étage	55x50	0.467	24.12	450.56

6, 7 et 8 ^{ème} étage	50x45	0.425	20.36	346.12
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	45x40	0.382	18.48	282.37

➤ Détermination des moments résistants dans les poutres.

Tableau IV.15-Moment résistants dans les poutres.

Niveau	Type	Section (cm)	Z(m)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
Tous les niveaux	PP	55x35	0.467	16.08	300
	PS	50x35	0.425	12.32	209.44

➤ Vérification des zones nodales

Tableau IV.16-Vérification de la zone nodale

niveau	plan	M _e = M _w	M _n et M _s	1.25x (M _e +M _w)	M _n +M _s	observations
Sous sol, RDC	PP	300	755	750	1510	Vérifiée
	PS	209.44	755	523.6	1510	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	PP	300	750	750	1334.26	Vérifiée
	PS	209.44	584.26	523.6	1334.26	Vérifiée
3,4, et 5 ^{ème} étage	PP	300	584.26	750	1034.82	Vérifiée
	PS	209.44	450.56	523.6	1034.82	Vérifiée
6, 7 et 8 ^{ème} étage	PP	300	450.56	750	796.68	Vérifiée
	PS	209.44	346.12	523.6	796.68	Vérifiée
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	PP	300	346.12	750	692.24	Vérifiée
	PS	209.44	346.12	523.6	692.24	Vérifiée

Les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans toutes les poutres, alors on aura la formation éventuelle des rotules plastiques dans les poutres et non pas dans les poteaux, cela prémunira la structure d'un mécanisme de ruine brutale en cas de séisme

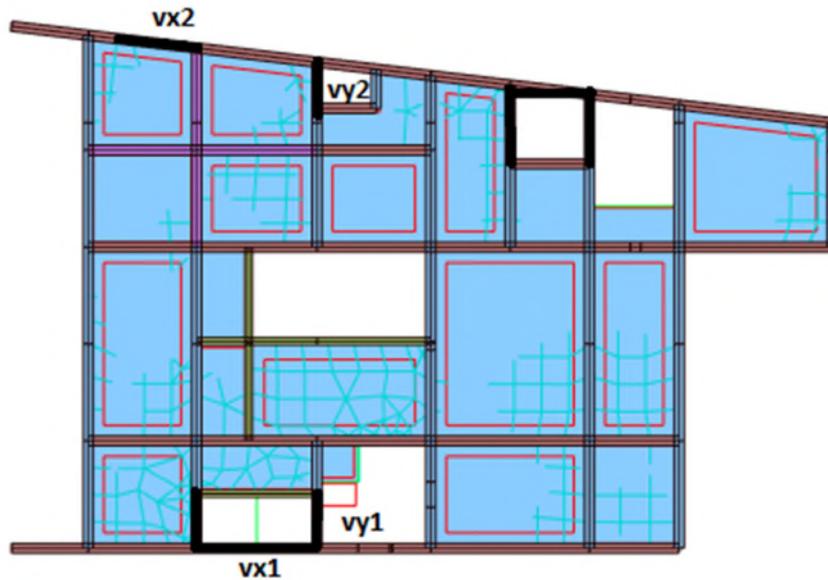


Figure. IV.5. Dispositions Voiles de contreventement

IV.3.1 Introduction

Les voiles sont des éléments destinés à résister aux efforts horizontaux tels que du vent et du séisme et aussi à équilibrer la structure vis-à-vis de la rotation autour de l'axe vertical passant par le centre de torsion travaillant comme des consoles encastées à la base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton

Les voiles sont calculés dans deux directions horizontales et verticales à la flexion composée en général, sous effort de compression N et un moment de flexion M . extrait à partir des fichiers résultats numériques de **ROBOT** sous les combinaisons suivantes :

$1,35G + 1,5Q$	Combinaison fondamentale, selon BAEL 91
$G+Q$	Combinaison fondamentale, selon BAEL 91
$0,8G \pm E$	Combinaison accidentelle, selon RPA99/2003
$G + Q \pm E$	Combinaison accidentelle, selon RPA99/2003

IV.3.2. Les recommandations du RPA99

a) Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : Épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchant, elles sont disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochètes à 135° de diamètre 10ϕ

c) Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires entre le flambement. Elles sont en nombre de 4 épingles par 1 m^2 au moins.

d) Armatures de couture

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

e) Règles communes

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

$A_{\min} = 0.2 \%$ section globale du voile.

$A_{\min} = 0.1 \%$ zone courante

L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min(1.5e ; 30 \text{ cm})$

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\phi < e/10$

$L_r = 40 \phi$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts possible

$L_r = 20\phi$ pour les barres situées dans les zones comprimées

• Calcul de ferrailage

a) Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section

(ex I) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{\max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{\min} \rightarrow M$ correspondant.
- $M_{\max} \rightarrow N$ correspondant.

$$d = 0.9 h ; \quad d' = 0.1 h$$

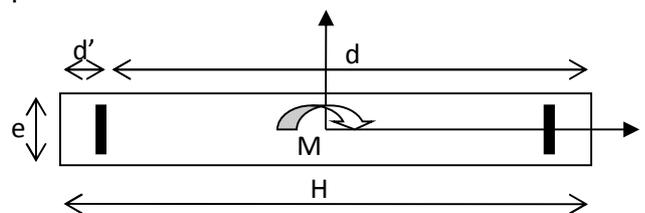


Figure. IV.6. Schéma d'un voile plein

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times l \times e$$

$$A = \max(A^{cal}, A_{\min}^{RPA})$$

b) Armatures horizontales : elles sont calculées selon la formule suivante :

$$A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4} \quad A_H^{\min} = 0.15\% \times e \times h$$

Les résultats de ferrillages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_{V\min}^{BAEL}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$A_{v\min}^{RPA}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adaptée par face.

$N_{bre}/face$: nombre de barres adaptées par face.

S_t : Espacement des barres.

A_H^{\min} /face : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

A_H^{cal} /face : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

A_H^{adap} /ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.de longueur

A_v^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire de longueur

✓ Exemple de calcul

Données :

$$N_{\min} = -45.61 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{cor}} = 825.07 \text{ KN.m.}$$

$$l = 2.7 \text{ m} ; e = 0.2 \text{ m} ; d = 2.67 \text{ m} ; d' = 0.03 \text{ m.}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{2361.85}{589.19} = 4.00 \text{ m} > \frac{l}{2} = \frac{2.7}{2} = 1.35 \text{ m}$$

N :  art de traction et le centre de pression est à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrillage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$M_{uA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 825.07 - 45.61 \times \left(2.05 - \frac{2.10}{2}\right) = 779.46 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.77946}{0.2 \times (2.05)^2 \times 18.48} = 0.05$$

$$\mu_{bu} = 0,05 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.064$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 4.45(1 - 0.4 \times 0.051) = 0.1.997m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{0.77946}{1.997 \times 400} = 9.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{On revient à la flexion composée : } A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 11 \text{ cm}^2$$

Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :

$$\text{On a : } \begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$$

Avec :

l_t : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

l_c : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\text{Dans notre cas : } \begin{cases} \sigma_1 = \frac{-45.61 \times 10^{-3}}{2.1 \times 0.2} + \frac{825.07 \times 10^{-3}}{0.154} \times 1.05 = 5.52 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{-45.61 \times 10^{-3}}{2.1 \times 0.2} - \frac{825.07 \times 10^{-3}}{0.154} \times 1.35 = -5.72 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour éviter tous risques de changement de signe et contraintes sur les différentes combinaisons, la zone tendue calculée avec les extrémités du voile, le voile sera donc ferrillé symétriquement.

$$\begin{cases} l_t = \frac{5.52 \times 2.1}{5.71 + 5.53} = 1.03 \text{ m} \\ l_c = 2.70 - 2 \times 1.20 = 1.03 \text{ m} \end{cases}$$

➤ **Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante)**

$$\begin{cases} A_{min}^{Z.T} = 0.2\%(e \times l_t) = 0.2\%(20 \times 1.03) = 4.2 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^{Z.C} = 0.10\%(e \times l_c) = 0.10\%(20 \times 4) = 0.08 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Les armateurs de la zone comprimé seront négligé

❖ **Armatures minimales dans tout le voile**

$$\text{Selon le RPA99/V2003, on a : } A_{min} = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(20 \times 2.1) = 6.3 \text{ cm}^2$$

• **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

• **Armatures horizontales**

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e} \text{ Avec :}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 485.23 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.05} = 1.656 \text{ MPa}$$

- **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \quad S_t \leq 30 \dots \dots \dots \text{ On opte : } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } A_h = \frac{1.65 \times 0.2 \times 0.25}{0.8 \times 400} = 2.58 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calculs des sollicitations et leur ferrailage sont résumés dans les tableaux au-dessous pour les voiles Vx2 et Vy2

Tableau IV.17-Sollicitations dans le voile Vx2

Niveau	Section	N _{max} et M _{corres}		N _{min} et M _{corres}		M _{max} et N _{corres}		v _{max} (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
Sous-sol et RDC	20*210	1616.17	-852.09	-45.61	825.07	-840.41	1274.27	485.23
1 ^{ere} et 2 ^{eme} étages	20*210	1299.14	-643.47	27.99	623.12	-636.55	981.03	338.87
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étages	20*210	1172.36	-749.75	-13.57	717.77	-746.18	931.55	595.92
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages	20*210	944.4	-93.4	-0.56	417.91	-409.39	313.18	416.31
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étages	20*210	565.49	-35.81	-18.32	352.2	-322.18	-40.02	200.12

Tableau IV.18-Ferrailage des voiles selon Vx2

Niveau	Sou sole RDC	1 ^{ere} et 2 ^{eme} étages	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étages	5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages	7 ^{eme} et 8 ^{eme} étages
Section(e*L) cm	20*210	20*210	20*210	20*210	20*210
l(m ⁴)	0.154	0.154	0.154	0.154	0.154
M (KN.m)	825.07	623.12	717.77	417.91	352.2
N (KN)	-45.61	27.99	-13.57	-0.56	-18.81
V (KN)	485.83	338.87	595.82	461.3	200.12

σ^{max} (MPa)	5.504	4.301	4.85	2.84	2.44
σ^{min} (MPa)	-5.72	4.17	-4.91	-2.844	-2.35
l_t (m)	1.049	1.048	1.046	0.893	1.044
Sollicitation de calcul	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ MPa	1.62	1.255	2	1.5	0.74
τ MPa	5	5	5	5	5
Av_{cal} /face (cm ²)	11	8.12	9.87	5.6	4.56
Av_{min} /face (cm ²)	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2
Av_{adop} /face (cm ²)	11.72	8.72	11.72	6.78	5.53
N^{barre} /face	T16+4HA14	2T14+5T12	2T16+5T14	6T12	7T10
S_t (cm)	15	15	15	18	15
A_{hcal} /face (cm ²)	2.57	1.95	1.66	1.45	1.16
A_{hmin} /face (cm ²)	0.45	0.75	0.75	0.75	0.7
A_{hadop} /face (cm ²)	3.16	3.16	3.16	3.16	3.16
N^{barre} /face	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10
S_t (cm)	25	25	25	25	25

Tableau IV.19- sollicitation dans le voile Vy2

Niveau	Section	N_{max} et M_{corres}		N_{min} et M_{corres}		M_{max} et N_{corres}		v^{max} (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
Sous-sol et RDC	20*150	1038.99	140	2.25	-325.29	-336.16	636.76	600.43
1 ^{ere} et 2 ^{eme} étages	20*150	819.89	1.17	14.93	353.28	-461.91	673.89	506.38
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étages	20*150	938.63	47.64	-85.93	-95.9	-263.65	366.99	501.93
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages	20*150	588.78	28.53	17	81.36	-202.36	303.72	588.78
7 ^{eme} et	20*150	302.1	-21.76	4.45	20.09	-154.14	150.16	237.33

8 ^{eme} étages								
-------------------------	--	--	--	--	--	--	--	--

Tableau IV.20- Ferrailage des voiles selon Vy2

Niveau	Sou sole RDC	1 ^{ere} et 2 ^{eme} étages	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étages	5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages	7 ^{eme} et 8 ^{eme} étages
Section(e*L) cm	20*150	20*150	20*150	20*150	20*150
$I(m^4)$	0.056	0.056	0.056	0.056	0.056
M (KN.m)	325.29	353.28	336.79	81.36	-154.14
N (KN)	2.25	14.93	263.65	17	150.16
V (KN)	600.43	506.38	501.93	290.85	237.33
$\sigma^{max}(MPa)$	4.43	4.76	5.7	1.14	0.28
$\sigma^{min}(MPa)$	-4.35	-4.67	-3.98	-1.02	-0.25
$l_t(m)$	0.724	0.745	0.75	0.736	0.54
Sollicitation de calcul	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ MPa	2.88	2.41	2.55	1.43	1.65
τ MPa	5	5	5	5	5
$A_{vcal}/face (cm^2)$	6.21	6.64	3.95	1.36	0.33
$A_{vmin}/face (cm^2)$	2.88	2.98	2.99	2.95	2.16
$A_{vadop}/face (cm^2)$	7.70	7.7	4.52	3.16	3.16
$N_{barre}/face$	5T14	5t14	4T12	4T10	4T10
$S_t(cm)$	15	15	18.75	18.75	18.75
$A_{hcal}/face (cm^2)$	3.89	3.89	3.3	1.89	2.45
$A_{hmin}/face (cm^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_{hadop}/face (cm^2)$	3.95	3.95	3.95	3.16	3.16
$N_{barre}/face$	5T10	T10	5T10	4T10	4T10
$S_t(cm)$	20	20	25	25	25

Exemple de ferrailage voile Vy2 de RDC

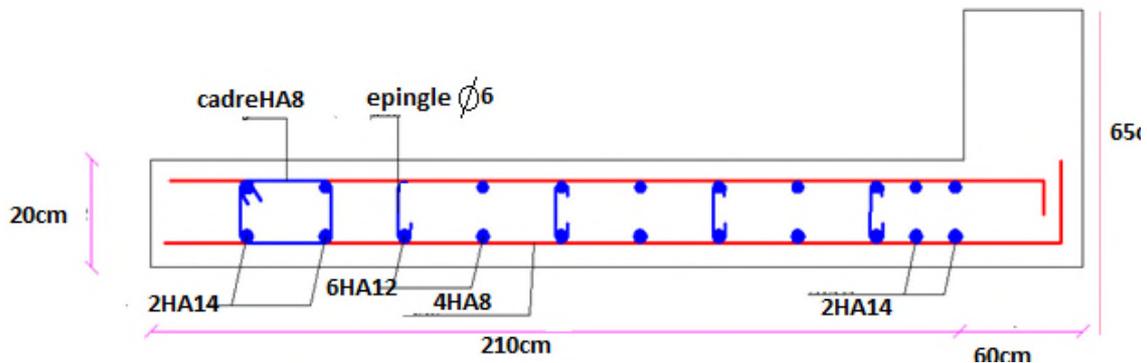


Figure. IV .7. Schéma de ferrailage voile vy

Conclusion : Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations, donc ils doivent être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrillés, le ferrillage adopté est le maximum obtenu par le calcul et ce lui donnée par le RPA, il est notée que le ferrillage minimum est souvent plus important que celui donné par le calcul au BAEL

Les poutres ont été ferrillés en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel ROBOT

ROBOT millennium, les voiles contreventement ont été calculés à la flexion composée grâce à logicielle ROBOT EXPERT

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations de RPA et du BAEL

Chapitre V

V.1.Introduction

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondations. Ainsi, quel que soit le matériau utilisé, sous chaque élément porteur vertical, mur, voile ou poteau, il existe une fondation.

V.2. Choix du type de fondations :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants : La capacité portante du sol d'assise, l'importance de l'ouvrage (charges), la distance entre axes des poteaux, et la profondeur du bon sol.

Selon le rapport du sol, le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à partir de 4.5m, du niveau de base, dans ce qui suit un calcul de la capacité portante du sol a été évalué en prenant compte des paramètres de cisaillement (c, φ) mesurés au laboratoire ainsi que la méthode basée sur le préssiometre (PMT).

A partir des essais de cisaillement, les caractéristiques mécaniques du sol sont estimées à : $C=20 \text{ KN/m}^2$, $\varphi=5^\circ$ et $\gamma_n=23 \text{ KN/m}^3$
On vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix le plus adéquat.

V.2.1. vérification du mode de semelles isolées

Le point le plus sollicitée transmet un effort (ELS)

$$DeN_{ELS}=2836.15 \text{ KN}$$

$$q_{ref} = \frac{N}{B^2} \leq q_0 + \frac{q_u - q_0}{3} F \geq 3$$

Remarque: $F=4$ (tenant compte de la présence de la nappe phréatique à partir 2m de TN)

$$q_u = S_c \times C \times N_c + \frac{1}{2} \times S_\gamma \times \gamma \times B \times N_\gamma + S_q \times \gamma \times D \times N_q \quad \text{article 3.31(DTR - BC2.331)}$$

$$q_{ref} = \frac{2836.15}{B^2} \leq 80.02 + 0.173B \Rightarrow 0.173B^3 + 80.02B^2 - 2836.15 \geq 0$$

La résolution de cette équation après tâtonnements, donne $B=5.92 \text{ m}$ correspondant à une portance $\sigma_{adm}=0.97 \text{ bars}$

$$q_{ref} = \frac{N}{B^2} = \frac{2836.15}{B^2} \leq \sigma_S = 80.02 + 0.173B \Rightarrow 0.173B^3 + 80.02B^2 - 2836.15 \geq 0$$

Cette dimensions ($B=5.92 \text{ m}$) est excessive

V.2.2.Radier général

V.2.2.1.Définition

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage. IL comporte parfois des débords (consoles extérieures)

Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

Lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartisse de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction ;

Lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions hydrostatiques.

V.2.2.2.Pré- dimensionnement de radier général

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

$$L_{max} = 7.1m$$

✓ Condition de coffrage

$$\frac{L_{max}}{9} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{7} \Rightarrow h_t = \frac{L_{max}}{8}$$

$$h_t = \frac{7.1}{8} = 88.75cm \quad \text{Soit : } h_t = 90cm$$

$$\text{Pour la dalle : } h_0 \geq \frac{L_{max}}{20} \Rightarrow h_0 \geq 35.5cm$$

$$\text{Soit : } h_0 = 50cm$$

✓ La condition de rigidité

$$\frac{\pi}{4} \times L_e \geq L_{max}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.21456 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 15240 \text{ KN/m}^3$

b : Le largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{bh_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$$h_t \geq 0.89 \text{ m} \quad \text{condition vérifié}$$

A partir des deux conditions (a) et (b), on prend : $h_t = 90cm$ $b = 75cm$ (Dalle + nervure)

VI. 2.2.3. Estimation la portance de radier σ_{adm}

a) Méthode(c- ϕ) de Terzaghi pour le calcul de la contrainte ultime (q_u) du sol

La contrainte admissible est calculée selon la formule suivante

$$q_u = S_c \times C \times N_c + \frac{1}{2} \times S_\gamma \times \gamma \times B \times N_\gamma + S_q \times \gamma \times D \times N_q \quad \text{article 3.31(DTR-BC2.331)}$$

$$q_a = \gamma \times D + \frac{q_u - \gamma \times D}{F}; \quad F \geq 3 \quad \text{article 3.4(DTR - BC2.331)}$$

Sol saturé $q'_0 = \gamma_h \times h + (\gamma_h - \gamma_w)h$

Avec :

- D : encastrement de la fondation.
- q_u : contrainte de rupture (contrainte ultime par unité de surface).
- γ : poids volumique du sol
- F : coefficient de sécurité que dépend la combinaison ($F_s \geq 3$ à l'ELS 2 à l'ELU et l'ELA)
- q_a : contrainte admissible du sol.
- $$\begin{cases} S_\gamma = 1 - 0.2 \times \frac{B}{L} \\ S_c = 1 + 0.2 \times \frac{H}{L} \\ S_q = 1 \end{cases}$$
- B = L_{moy} = 18.25m largeur de la fondation.

N_c, N_γ, N_q sont des paramètre sans dimension dépendant de γ , ils sont donnes par le tableau de l'article 3.31(DTR-BC2.331).ou EC7

$$N_c = 6.5 \quad N_\gamma = 0.1 \quad N_q = 1.6 \quad \text{(DTR-BC2.331).}$$

$$N_q = tg^2 \left(\frac{\pi + \phi}{2} \right) e^{\pi tg \phi} = 1.55 \quad N_\gamma = 2(N_q - 1)tg\phi = 0.09 \quad N_c = \frac{N_q - 1}{tg\phi} = 6.28 \quad \text{(eurocode 7)}$$

Les résultats sont résumé dans le tableau V.1 suivant

Tableau V.1. paramètre de calcule de la portance du sol

C_u (kpa)	ϕ	γ_h	N_q	N_γ	N_c	S_γ	S_c	S_q	q_u (KPa)	q'_0 (KPa)	σ_{adm} (KPa)
20	5	23	1.6	0.1	6.5	0.91	1.1	1	247.4	86.5	126

b) Méthode 2 ; à partir de l'essaispressiométrique

L'essai pressiométrique est un essai de chargement radial de sol en place il permet de déterminer la capacité portance de sol. La contrainte ultime (rupture) est donnée par la formule

$$q_u = k_p \times p_l^* + q_0 \Rightarrow q_0 = \gamma h_1 + \gamma' h_2 = 23 \times 2.8 + 13 \times 1.7 = 0.865 \text{ bars}$$

- **Pression limite nette équivalente** ; dans le cas de fondation sur des couches non homogènes, ayant toutefois des valeurs de pression limite de même ordre de grandeur sur au moins une profondeur de $1.5B$ au dessous de radier général

$$p_l^* = \sqrt[n]{P_{11}^* \times P_{12}^* \times \dots \times P_n^*}$$

P_n^* Pression limite nette dans la couche sous la fondation après avoir écarté la valeur singulière

Le DTR BC 2.331 recommande de plafonner les pressions limites nettes à 1.5 fois la valeur minimale sur la profondeur envisagée ($1.5B$) $P_{l \min} = 3 \text{ bars}$ $1.5 P_{l \min} = 4.5 \text{ bars}$

K_p est un facteur de portance qui tient compte de la définition conventionnelle des sols égale 0.8

$$p_l^* = \sqrt[23]{3 \times 3.3 \times 3.3 \times 3.9 \times 3.6 \times 4.5 \times 4.5 \times 4.5 \times 4.5 \times \dots \times 4.5 \times 4.5} = 4.235 \text{ bars}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{339}{4} + 86.5 = 171 \text{ MPa}$$

a) Calcul de la surface du radier ELS:

N_s = Charge totale transmise par la superstructure à (ELS) = 55789,98 kN

N_{rad} = poids de radier = 8750 kN

N_{ner} = poids des nervures = 5123,08 kN

$N_{remb+chape}$ = poids de remblai + la chape = 3430 kN

$N_{tot} = 73093,06 \text{ kN}$ (Charge totale transmise par la superstructure + Poids du radier).

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$S_{rad} \geq 575,53 \text{ m}^2 \text{ Soit : } S_{radier} = 700 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment : $S_{bât} = 700 \text{ m}^2$

$S_{radier} < S_{bât} \Rightarrow$ Le radier sans débordement

D'où : $S_{radier} = 700 \text{ m}^2$

Les vérifications nécessaires de la dalle de radier

a) Vérification au poinçonnement :

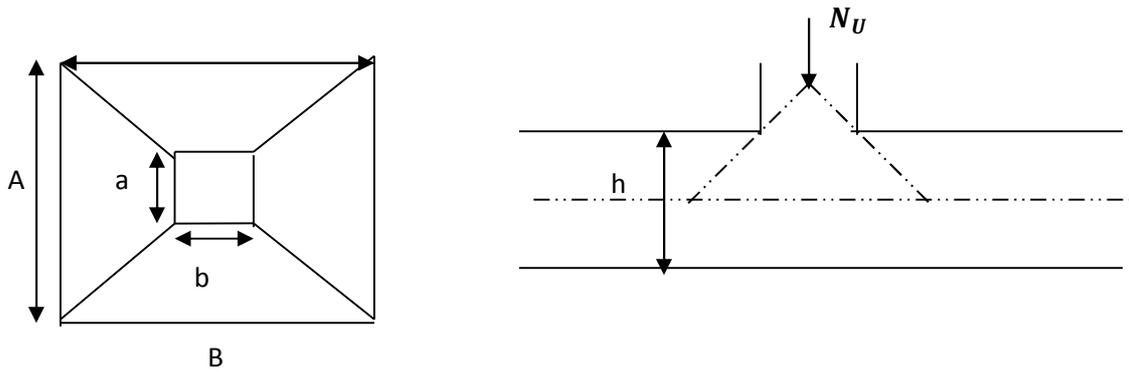


Figure V.1. Zone de contact poteau- radié

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

N_u : L'effort normal sur le poteau. 3.87312 MN

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

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

$$\begin{cases} A = a + h_t & 0.65 + 0.9 = 1.45 \text{ m} \\ B = b + h_t & 0.6 + 0.9 = 1.4 \end{cases}$$

On trouve $U_c = 5.7 \text{ m}$

$$N_u = 3.87312 \text{ MN} \leq 0.045 \times 5.7 \times 0.85 \times \frac{25}{1.15} = 4.74 \text{ MN} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

b) Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$

$$N_u = N_U + 1.35g = 75689.12 + 1.35(8750 + 3430 + 5123.09) = 99048.29 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2S}$$

$$V_u = \frac{99048.29 \times 6.45 \times 1}{2 \times 700} = 456.33 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 0.5 = 0.45 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{456.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0.45} = 1.0132 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \text{ (C'est vérifié)}$$

c) Vérification des contraintes dans le sol (ELS ELA)

N: L'effort normal du aux charges verticales.

M_y, M_x : sont les moments fléchissant ramenés au CDG du radier général

Ils prennent au compte le barycentre des efforts verticaux (excentrement des efforts gravitaires)

eExcentricité est calculé comme suit $e = \frac{M}{N}$

Tableau V.2. Efforts résultant sollicitant le radier général

	ELS	ELA :G+Q-EX
$M_{yy}(\text{KN.m})$	141325,11	-198004,47
$M_{xx}(\text{KN.m})$	15050,30	29942,11
N (KN)	72383.69	72383.69
e_y (m)	1.95	2.74
e_x (m)	0.21	0.41
σ_{adm} (KPa)	127	166.95

Répartition trapézoïdale des contraintes selon le fascicule 62 titre 5

$$\sigma_j = \frac{N}{S} \pm \frac{M_{xx}}{I_{xx}} y^{max} \pm \frac{M_{yy}}{I_{yy}} X^{max} = \frac{N}{S} \left(1 \pm \frac{6e_x}{L_x} \pm \frac{6e_y}{L_y} \right) \frac{B}{6} = \frac{18.25}{6} = 3m > e \text{ donc la surface du sol est totalement comprimé}$$

Tableau V.3. état de contraint sous le radier général

	$\sigma_1(\text{KPa})$	$\sigma_2(\text{KPa})$	$\sigma_2(\text{MPa})$	$\sigma_4(\text{KPa})$	$\sigma_{max}(\text{KPa})$	$\sigma_{min}(\text{KPa})$
ELS	143.077	128.65	80.18	65.76	143.077	65.76
ELA	162.49	134.34	74.50	46.43	162.49	46.43

$$q_{ref} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{adm}$$

-Vérification vis-à-vis de l'ELS

$$q_{ref} = \frac{3 \times 143.77 + 65.76}{4} = 123.74 \text{ KPa} \leq \sigma_{adm} = 127 \text{ (Condition vérifiée)}$$

- Vérification a L'ELA

$$\sigma_{ref} = \frac{3 \times 162.49 + 46.43}{4} = 133.48 \text{ KPa} < \sigma_{adm} = 166.95 \text{ KPa}$$

- **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le **RPA99/2003 (article 10.1.5)** on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$ [1] Dans le sens X-X

$$e = \frac{102,51}{3142,933} \leq \frac{2,15}{4} \Rightarrow 0,032m \leq 0,537m \dots \text{Vérifiée.}$$

Dans le sens Y-Y $e = \frac{174,63}{3142,933} \leq \frac{5,85}{4} \Rightarrow 0,055m \leq 1,462m \dots \text{Vérifiée.}$

Donc il n'y a pas risque de renversement de radier général

- **Vérification de la poussée hydrostatique du radier général**

Compte nant de l'existence d'une nappe phréatique à partir de 2m de TN, le fond de la fouille a -4.5m sera soumis a une poussée d'Archimède

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

$N = KN$ (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

$H = 1.78m$, la hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$F_s = 1.5$ (coefficient de sécurité).

$S_{rad} := 700m^2$ (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau)

On trouve :

$N = 55260.61 \text{ KN} \geq 1.5 \times 1.78 \times 700 \times 10 = 18690 \text{ KN} \dots \text{La condition est vérifiée.}$

- **V.2.2.4. Modalisation du radier général**

Le radier général est modélisé comme étant un élément plaque flexionnel appuyé sur des ressorts élastique de raideurs (k_z) pour tenir compte de la déformabilité du sol

le chargement de radier générale est fait a base des résultats obtenu (ELU ELS) ainsi que son poids propre

a- chargement nodale qui égale de la somme des réactions a la base

b- chargement linéaire pour les voiles

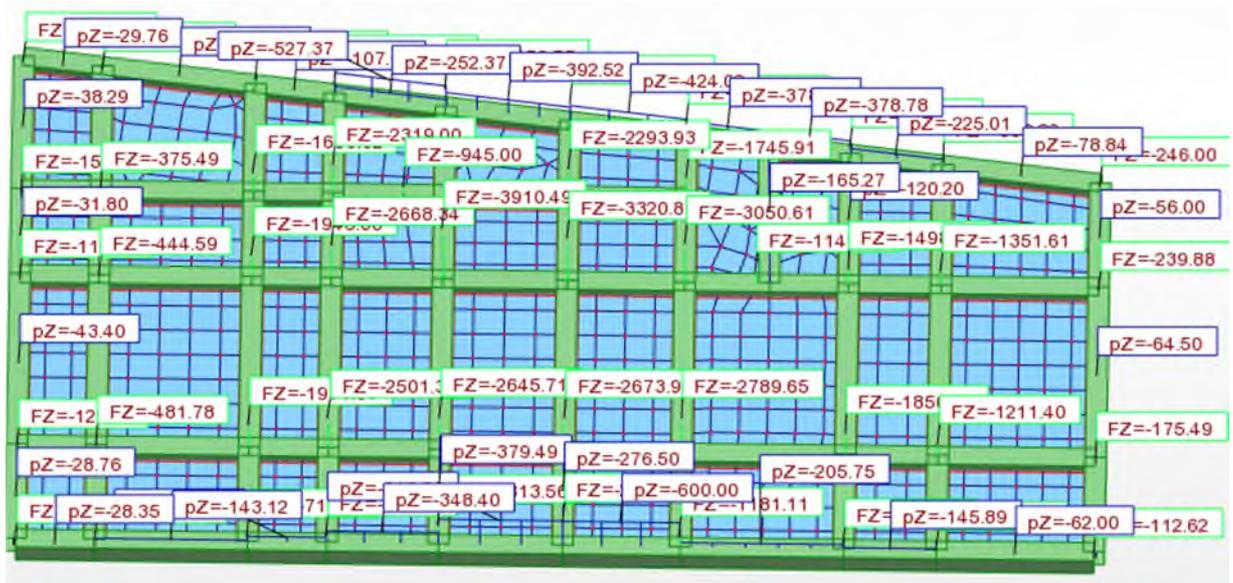


Figure V.2. Chargement nodale et linéaire de radier général

Dans la méthode de module de réaction, la réaction du sol est modélisé par celle d' une infinité de ressort élastique .Le sol peut être considéré comme un milieu continue élastique linéaire

Le radier est maintenue avec une appuie élastique définie selon deux paramètre

k_z ; coefficient de réactionde sol dépend de la contrainte admissible de sol

Donné $\sigma_{adm} \leq 200MPa$ 12000 – 24000 ('bowels,1996)

$$k_z = 120\sigma_{adm}$$

Dans notre cas la contrainte admissible donné par la méthode essais laboratoire (terzaghi) $\sigma_{adm} = 127MPa$ $k_z = 120 * 127 = 15240KN/m^2$

K_{xy} ;coefficient horizontal de sol donné

$$k_{xy} = 0.2Kz = 0.2 * 15240 = 3048 KN (Dhouib ,2016)$$

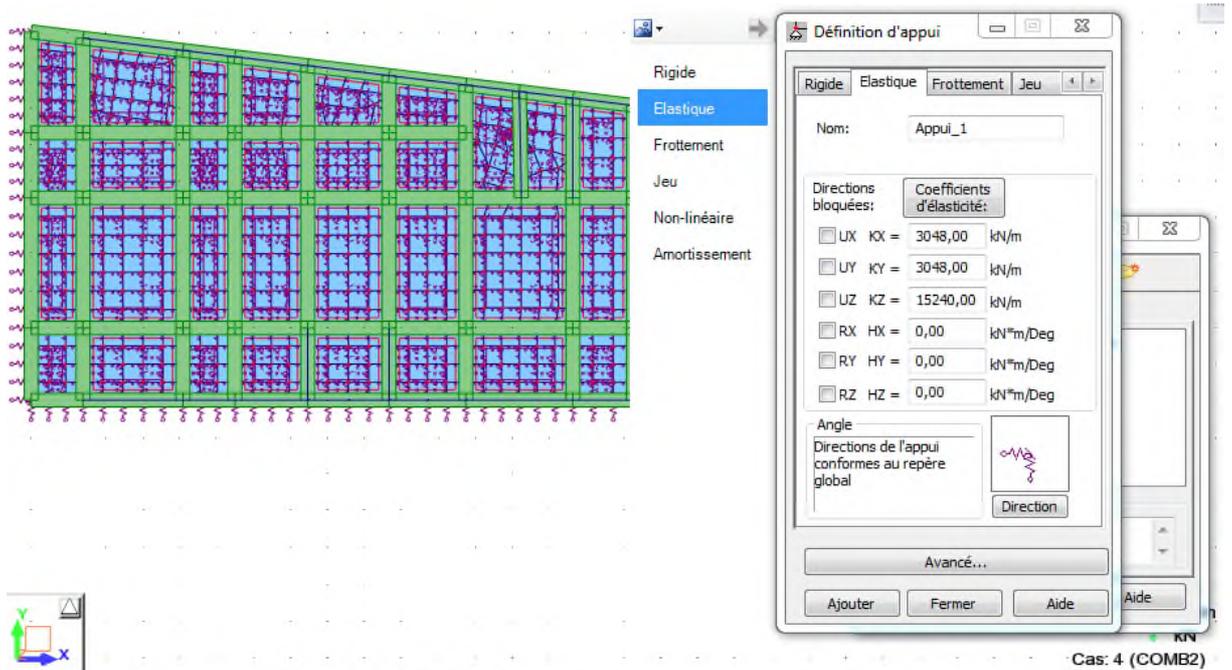


Figure V.3.appuis élastique sous la surface de radier général

V.2.2.5.Ferrailage de la dalle

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m. Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité et on adopte le même ferrailage pour tous les autres panneaux.

Sollicitation maximal pour ferrailage de la même plaque de radier(L'ELU)

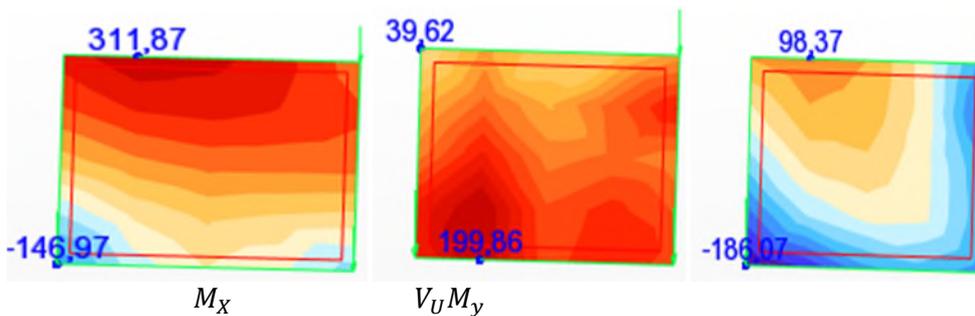


Figure V.4.sollicitation max dans une plaque (cartographie) de radiera L'ELU

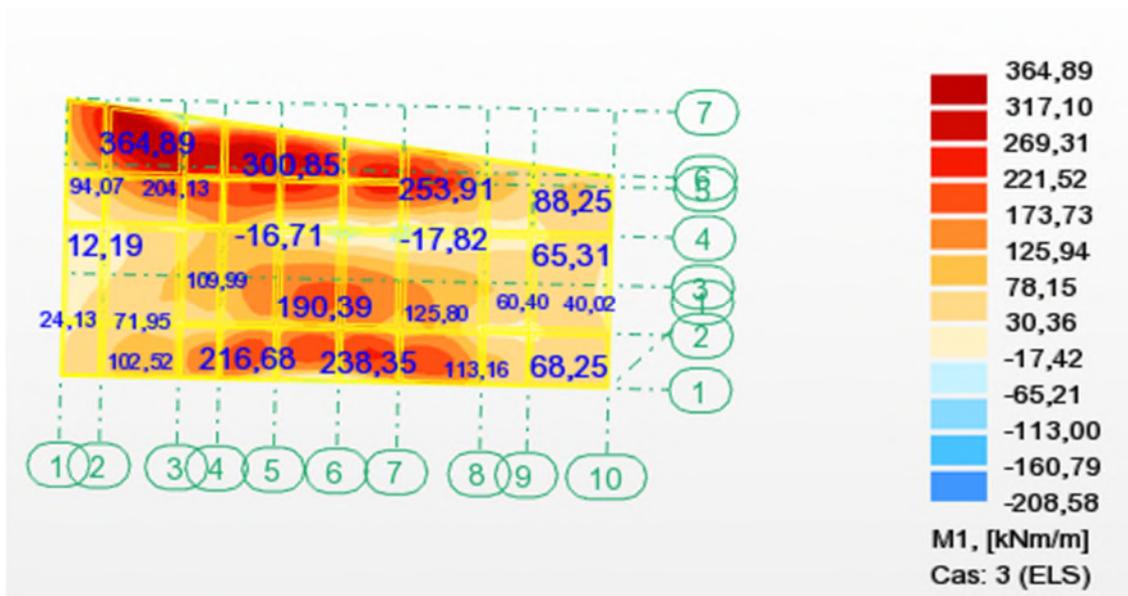


Figure V.5 sollicitation dans une plaque (cartographie) de radiera L'ELU yy.

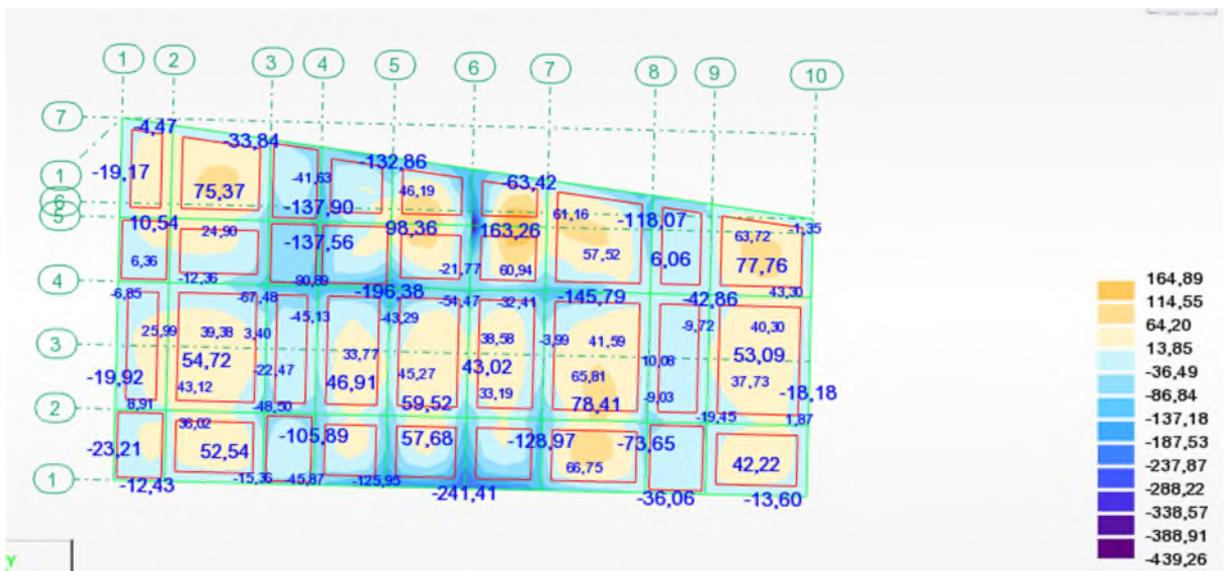


Figure V.6. sollicitation dans une plaque (cartographie) de radiera L'ELU xx

Tableau V.4..Sollicitation maximal dans une plaque de radier général

sollicitation	ELU		ELS		$V_u(KN)$
	$M_t(KN.m)$	$M_a(KN.m)$	$M_t(KN.m)$	$M_a(KN.m)$	
Sens XX	311.87	-146.97	285.77	-49.	165.5
Sens yy	98.37	-186.97	-137.44	-164.7	

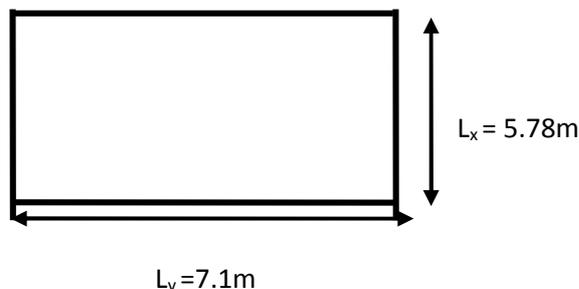


Figure V.7.Dalle sur quatre appuis.

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.5) m^2$

Fissuration très préjudiciables

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau V.5 suivant :

La plaque est ferrillé a**ELS**

Tableau V.5.Ferrailage la plaque du radier

	ELU		ELS		A_{adp}	A_{adp} travée
	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	Appui	
x-x	21.1	9.6	45.8	7.2	.8HA20=25.1 2	10HA25=49.1
y-y	6.4	12.4	21.1	25.1	8HA20=25.12	7HA20= 21.98

Note : On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

a) Vérification de condition de non fragilité :

Pour $e > 12\text{cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

➤ **En travée :**

- **Sens xx :**

$$A_x = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e = 0.0008 \left(\frac{3 - 0.79}{2} \right) \times 100 \times 30 = 4.41\text{cm}^2$$

- **Sens yy :**

$$A_y = \rho_0 b e$$

$$A_y = 0.0008 \times 100 \times 50 = 4\text{cm}^2$$

➤ **En appui :**

$$A_y = A_x \text{cm}^2$$

On voit bien que la condition de non fragilité est vérifiée.

b) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 2.5\text{MPa}.$$

$$\tau_{ux} = \frac{199.86 \times 10^{-3}}{1 \times 0.45} = 0.44 < 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

▪ **L'ELS**

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

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

F. T. N

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{f_{t28}} \times \eta\right) = 201.63\text{MPa}.$$

Tableau V.6. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	Moment s	Valeurs (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴) × 10 ⁵	σ _{bc} Mpa	σ _s Mpa	observation
x-x	M _t	285.77	19.4	2.62	7.6	150.7	vérifiée
	M _a	164.7	15	4.5	5.5	161.3	vérifiée

y-y	M _t	137.44	14.2	4.08	4.8	156.6	vérifiée
	M _a	164.7	15	4.5	5.5	161.3	vérifiée

c) Espacement des armatures :

Armatures // L_x : S_t ≤ min (3e, 33 cm) = cm33

Armatures // L_y : S_t ≤ min (4e, 45 cm) = 45 cm

Soit: St=14cm pour les armatures // L_x.

Soit: St=14cm pour les armatures // L_y.

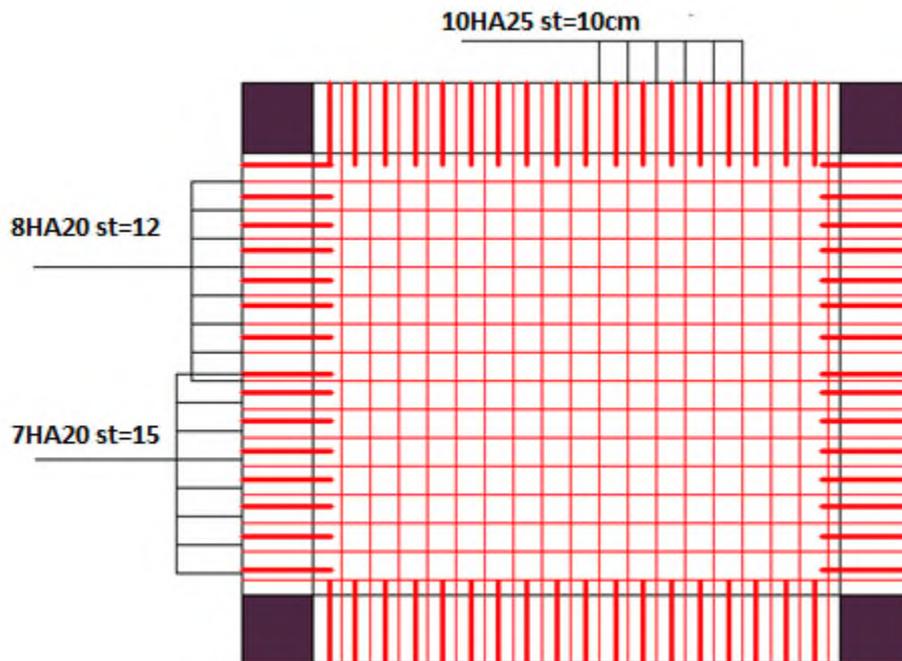
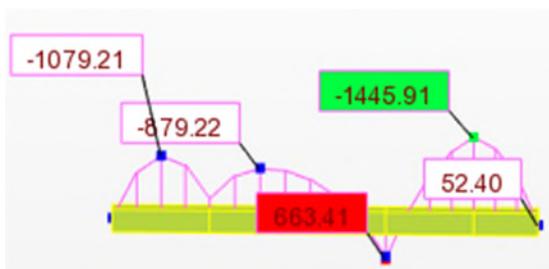


Figure V.8. Ferrailage de la dalle du Radier

V.2.2.6. Ferrailage des nervures :

Diagramme de développement des moments fléchissant et effort tranchant de différentes nervures suivant les deux sens de déposition comme suit :

a) ELU



b) ELS

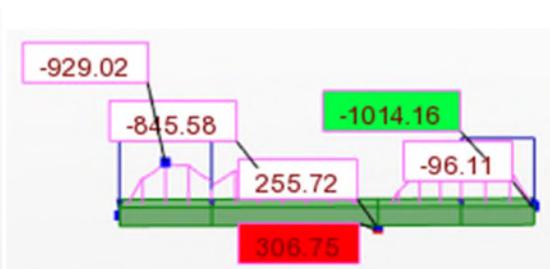


Figure V.9. Moment fléchissant à ELU et ELS sur les nervures du sens Y-Y



Figure V.10. diagramme monument fléchissant à ELU et ELS sur les nervures du sens x-x

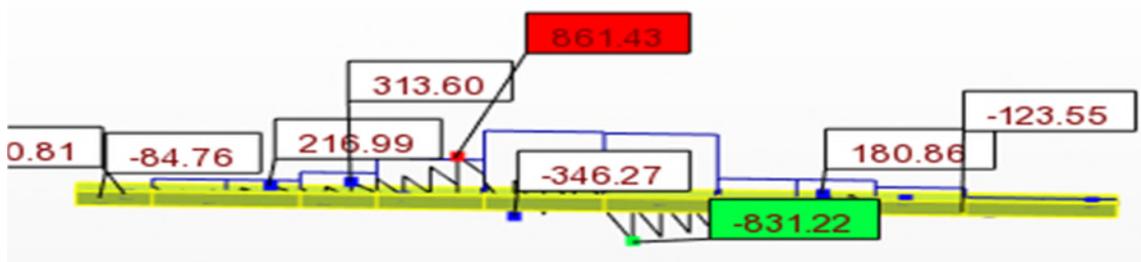


FIGURE V.11. diagramme effort tranchant à ELU sur les nervures du sens x-x

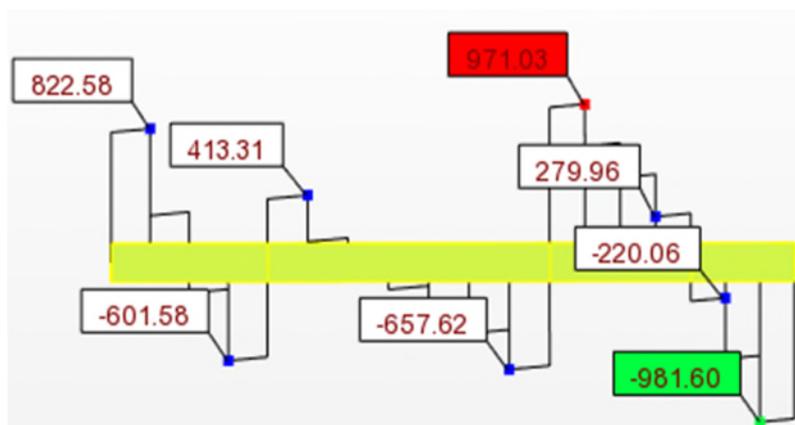


FIGURE V.12. diagramme effort tranchant à ELU sur les nervures du sens y-y

Ferrailage des nervures.

- Détermination de la largeur b selon les deux sens

Donnés :

$$\begin{cases} h = 90 \text{ m} ; h_0 = 0.3 \text{ m} \\ b_0 = 75 \text{ m} ; d = 0.75 \text{ m} \end{cases}$$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots\dots\dots \text{CBA (Art 4.1.3)}$$

x-x

$$\frac{b - 0.75}{2} \leq \min\left(\frac{2.67}{2}; \frac{2.8}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.75}{2} \leq \min(0.28; 1.335) = 1.31m$$

Donc : b = 2.17m =217cm

y-y

$$\frac{b - 0.75}{2} \leq \min\left(\frac{3.34}{2}; \frac{4.03}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.75}{2} \leq \min(0.403; 1.67) = 1.556m$$

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau ci-après(ELS) :

TableauV.7.Calcul des ferrillages

Localisation		M _s (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Choix des barres
y-y	Travée	-1445.91	51.4	14.04	12HA25=58.92cm ²
	Appui	663.41	22.9	14.04	6HA12+6HA20=25.62 cm ²
x-x	Travée	-574.59	19.8	12.1	5HA16+5HA14=21.13cm ²
	Appui	1330.36	47.5	12.1	10HA25=49.1 cm ²

- Vérification des efforts tranchants à l'ELU

On a: $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\bar{\tau}_u < \min(0.1 f_{c28}; 4 MPa) = 2.5 MPa$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens } x - x: \tau_u = \frac{861.43 \times 10^{-3}}{1.31 \times 0.85} = 0.77MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \text{Sens } y - y: \tau_u = \frac{981.6 \times 10^{-3}}{1.56 \times 0.85} = 0.77 MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

TableauV.8:Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
y-y	travée	-1014.16	25.9	3.98× 10 ⁶	6.6< 15	vérifiée	161.3≤201.6	vérifiée
	appui	306.75	18.2	2.02× 10 ⁶	1.4< 15	vérifiée	17.9≤201.6	vérifiée
x-x	travée	-428.85	18	1.67.× 10 ⁶	6.2< 15	vérifiée	161.3≤201.6	vérifiée

	appui	878.92	25.8	3.35×10^6	$10.3 \leq 15$	<i>vérifiée</i>	$161.3 \leq 201.6$	vérifiée
--	--------------	--------	------	--------------------	----------------	-----------------	--------------------	-----------------

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS

-Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1^{\max}\right] \leq 7.1 \text{ mm, alors } \phi_t = 8\text{mm}$$

$$A_t = 10HA8 = 5\text{cm}^2$$

$$\begin{cases} 1 - S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 76.65 \text{ cm} \\ 2 - S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \leq 66 \text{ cm} \\ 3 - S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} \leq 134.5 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

Les armatures de peau :

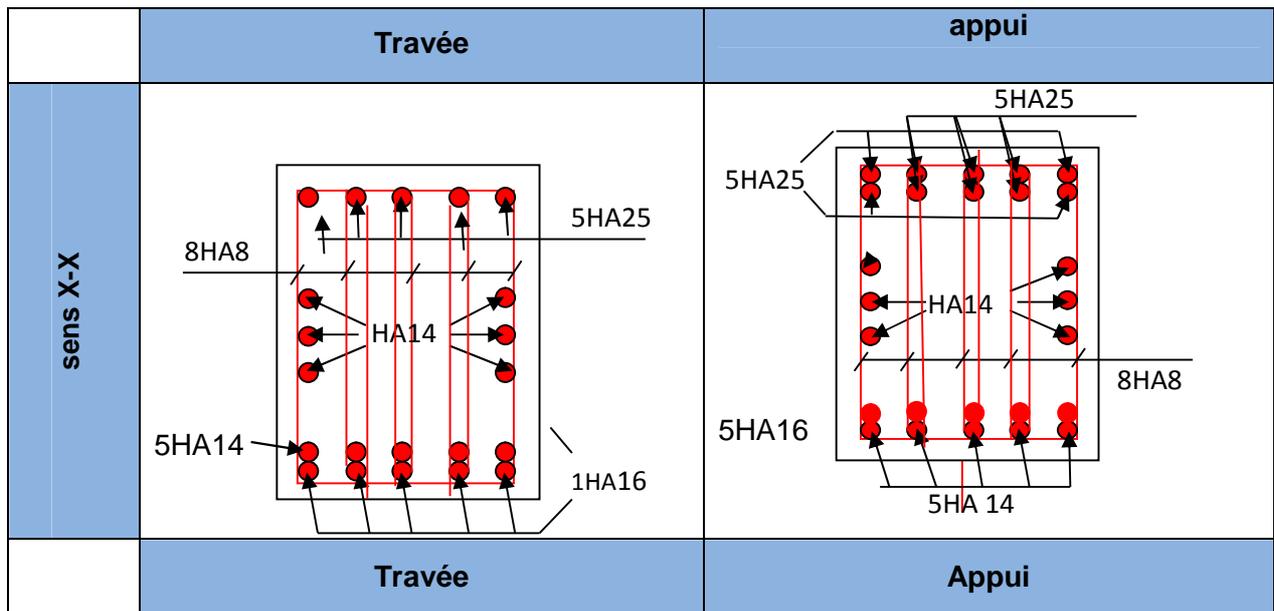
Vu la hauteur des nervures il est préconisé de mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures.

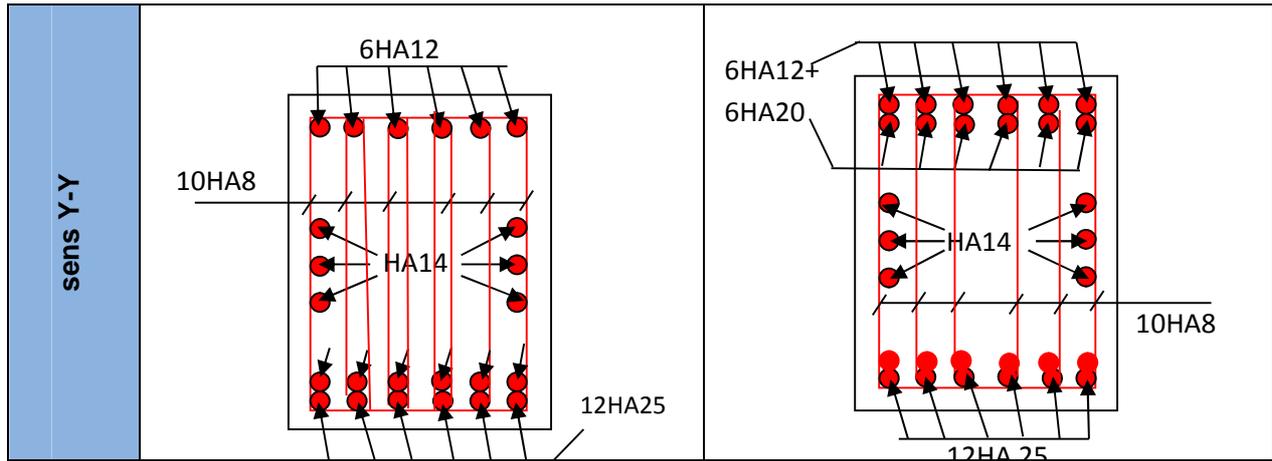
$$A_p = 0.2\%(b_0 \times h) = 0.002 (50 \times 90) = 9\text{cm}^2$$

Soit : 6HA14 = 9.24 cm²

Schémas de ferrailage :

Tableau V.9.Schémas de ferrailage





V.3 Etude de voile périphérique

Selon le **RPA99/Version 2003 (Art 10.1.2)** les ossatures au dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale de 15 cm ;
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- ✓ Les ouvertures de ce voile ne doit pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

-Dimensionnement des voiles

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur } h = 4.9m \\ \text{longueur } L = 4.38 m \\ \text{épaisseur } e = 20 cm \end{array} \right.$$

-Caractéristiques du sol

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poids spécifique : } \gamma = 23 \text{ KN/m}^3 \\ \text{la cohésion : } C = 0.207 \text{ bars} \\ \text{angle de frottement : } \varphi = 5^\circ \end{array} \right.$$

V.3.1.Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique et soumis à :

- ✓ **Poussée des terres :**

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

$$G = 4.9 \times 23 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{5}{2} \right) - 2 \times 20 \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{5}{2} \right) \Rightarrow G = 57.97 \text{KN/m}^2$$

- ✓ **La surcharge accidentelle**

On a : q = 10 KN/m²

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

$$Q = 10 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{5}{2} \right) - \frac{2 \times 20}{23 \times 4.9} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{5}{2} \right) \Rightarrow Q = 8.07 \text{ KN/m}^2$$

V.3.2. Ferrailage du voile périphérique

❖ Méthodologie de calcul

Le voile périphérique est calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

Le voile périphérique est enveloppé de l'extérieur par une étanchéité au paxalum donc les fissuration peut nuisibles

✓ A'ELU

$$\begin{cases} \sigma_{min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 8.07 = 12.10 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 57.97 + 1.5 \times 8.07 = 90.36 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 90.36 + 12.10}{4} = 70.79 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 70.79 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques sont :

$$\begin{cases} l_x = 4.38 \text{ m} \\ l_y = 4.9 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} b = 1 \text{ ml} \\ e = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.38}{4.9} = 0.89 > 0.4 \Rightarrow \text{le voile porte dans les deux sens.}$$

✓ Calcul des moments isostatiques

On a :

$$\rho = 0.89 \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0466 \\ \mu_y = 0.7635 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0466 \times 70.79 \times 4.38^2 = 63.28 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.7635 \times 63.28 = 48.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 63.28 = 53.78 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 48.31 = 41.06 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 63.28 = -31.64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de (b x e) m

Les résultats de calcul de ferrailage sont dans le tableau V.10 suivant :

Tableau V.10. Le calcul de ferrailage

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{adopté}(\text{cm}^2/\text{ml})$
Travées	X-X	53	0.086	0.127	0.153	10.1	2.15	7HA14 = 10.71
	Y-Y	41.06	0.027	0.043	0.156	7.6	2.15	7HA12 = 7.9
Appui		-31.64	0.041	0.073	0.158	5.46	2.15	5HA12 = 5.65

Avec : $A_{min} = 0.1\% \times b \times h$

✓ **Espacements**

$$\begin{cases} \text{sens X - X: } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{sens Y - Y: } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ **Les Vérifications :**

$$\begin{cases} A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

On a : $\begin{cases} \rho = 0.89 > 0.4 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases}$

$$\begin{cases} A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.89) \times 100 \times 20 = 1.688 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

• **Calcul des efforts tranchants**

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{70.79 \times 4.38}{2} \times \frac{(4.90)^4}{(4.9)^4 + (4.38)^4} = 94.62 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{70.79 \times 4.9}{2} \times \frac{(4.38)^4}{(4.38)^4 + (4.9)^4} = 67.58 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.166 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{94.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.165} = 0.57 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

✓ **A I'ELS**

Calcul des moments

On a : $\rho = 0.76 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0819 \\ \mu_y = 0.5117 \end{cases}$ Soit

$$\begin{cases} \sigma_{max} = G + Q = 57.97 + 8.07 = 66.04 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = Q = 8.07 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \text{ Donc}$$

$$\begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 66.04 + 8.07}{4} = 30.21 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 51.54 \text{ KN/m} \end{cases}$$

- **Les moments isostatiques**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0537 \times 51.54 \times 4.38^2 = 53.09 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.8353 \times 53.09 = 44.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Les moments corrigés**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 53.09 = 45.65 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 44.37 = 37.71 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 53.09 = -26.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

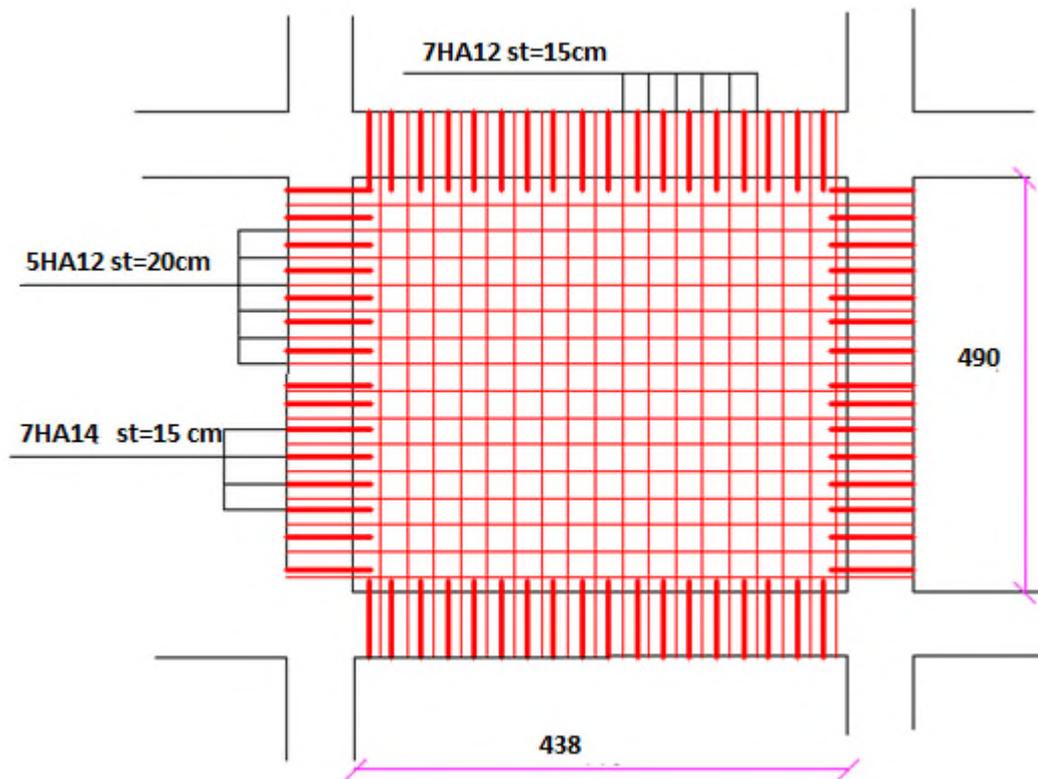


Figure V.13. Schéma de ferrailage voile périphérique

CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage ainsi

Le choix de fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les charges transmises pour ce dernier.

Nous avons procédé à un calcul semelle isolé vu au chevauchement qu'elles engendraient dans la structure on opte pour un calcul d'un radier général ce dernier a été calculé comme un plancher renversé, le ferrailage adopté a été vérifié et avéré satisfaisant.

Un voile périphérique est prévu pour supporter l'action de la poussée de terre exercées sur ce mur il est calculé comme un panneau de dalle plein sur quatre appuis



Conclusion Générale

Conclusion générale

Au terme de ce travail, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées. Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure en béton armé.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet, pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcout important.

L'ensemble des dimensionnements ainsi que les ferrailages ont été vérifiées par rapport aux exigences des règlements algérien notamment RPA 2003 ainsi que le BAEL99. L'étude sismique qui consiste aux vérification des exigences de RPA ont été approuvées.

L'étude de l'infrastructure est conçue en radier général comme une fondation, du fait la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

Nous espérons avoir atteint nos objectifs et ce qui nous permettra à l'avenir d'exploiter ces connaissances dans la vie profesionnelle .

Bibliographie

RPA, (2003). Règlement Parasismiques Algériennes.

CBA, (1993). Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

BAEL, (1991). Béton Armé Aux Etats Limites.

DTR.B.C.2.2. Document technique règlementaire.

Browels , (1996). Foundation analysis and mc grow.

Dhouib, (2016).Géotechnique appliquée aux projets de construction.

Sadaoui, O. (2019). Conception et dimensionnement des fondation superficielles : cours destiné aux étudiants de génie civil M1, université de Bejaia.

LOGICIELS

AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONEL 2018;

ROBOT EXPERT;

AUTO CAD 2014;

EXCEL 2013;

Word 2013.



Annexes

Annexe III

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

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10\%$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

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

Annexe I

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 II
Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx *$

L_y

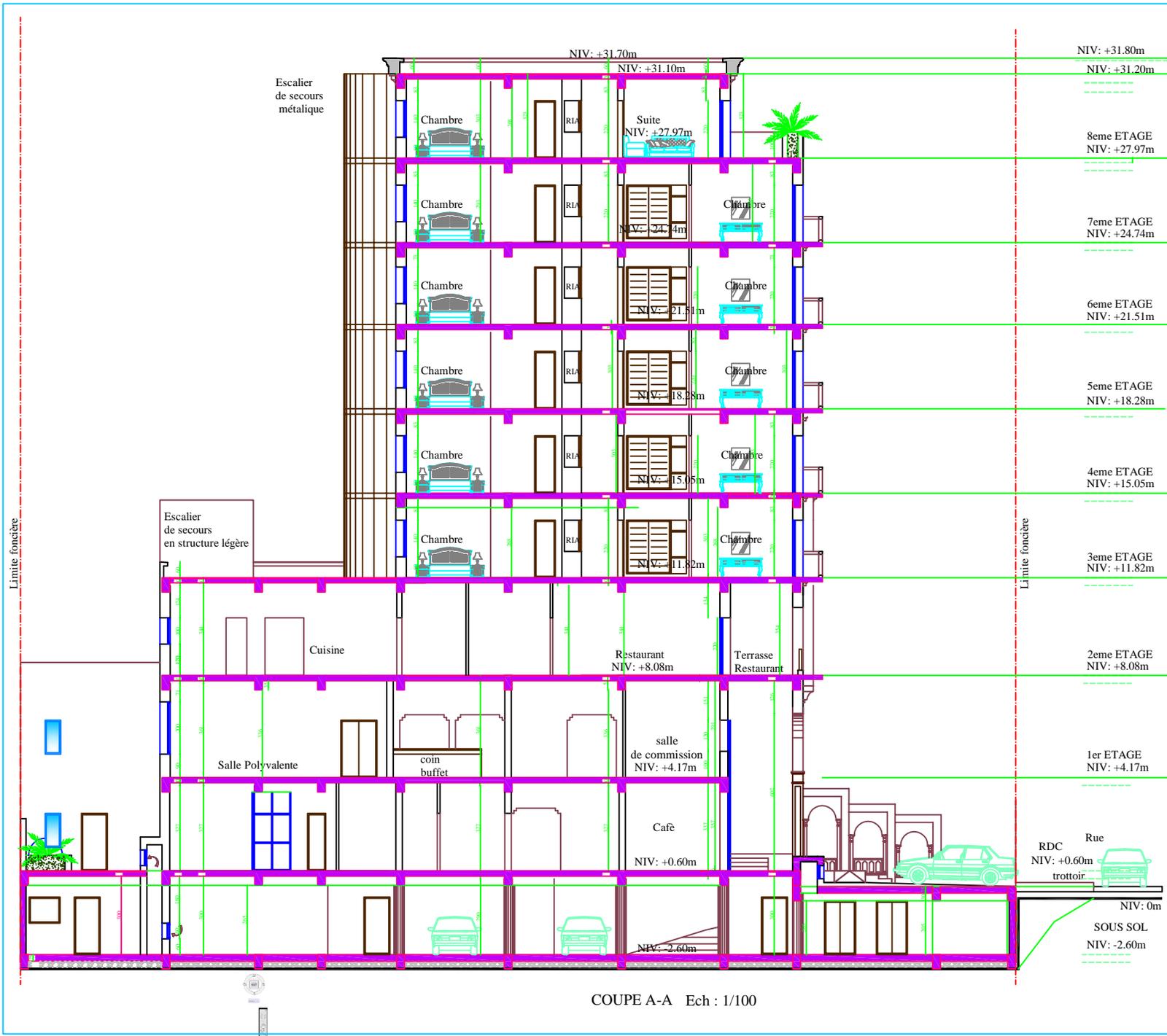
Avec $Lx < L_y$.

$\rho = 0.5$

	$\frac{u/Lx}{v/Ly}$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M_1	0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053
1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048	
Valeur de M_2	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010
1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009	

Tableau des Armatures (en cm²)

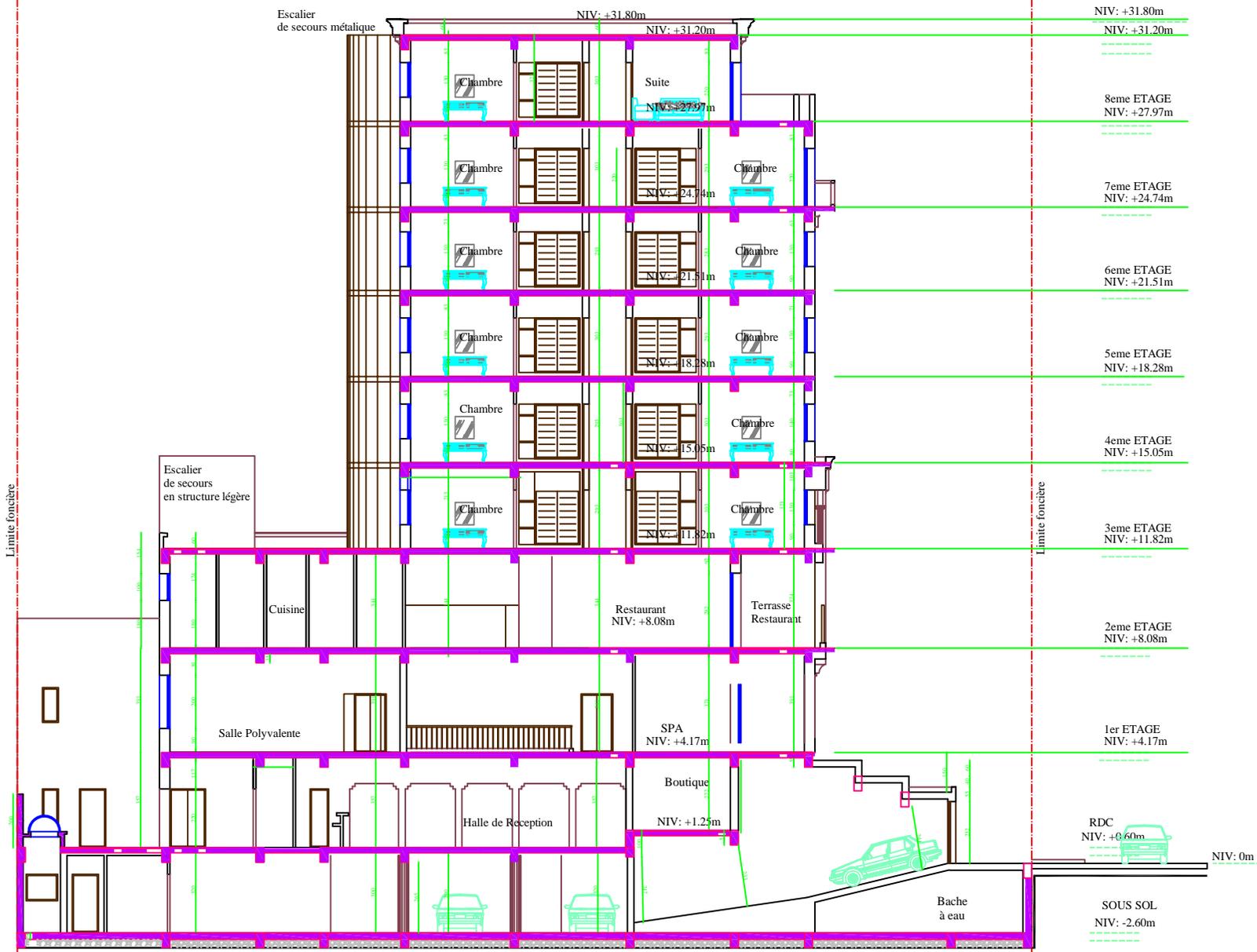
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	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



NIV: +31.80m
 NIV: +31.20m
 8eme ETAGE
 NIV: +27.97m
 7eme ETAGE
 NIV: +24.74m
 6eme ETAGE
 NIV: +21.51m
 5eme ETAGE
 NIV: +18.28m
 4eme ETAGE
 NIV: +15.05m
 3eme ETAGE
 NIV: +11.82m
 2eme ETAGE
 NIV: +8.08m
 1er ETAGE
 NIV: +4.17m
 RDC
 NIV: +0.60m
 Rue
 trottoir
 NIV: 0m
 SOUS SOL
 NIV: -2.60m

COUPE A-A Ech : 1/100

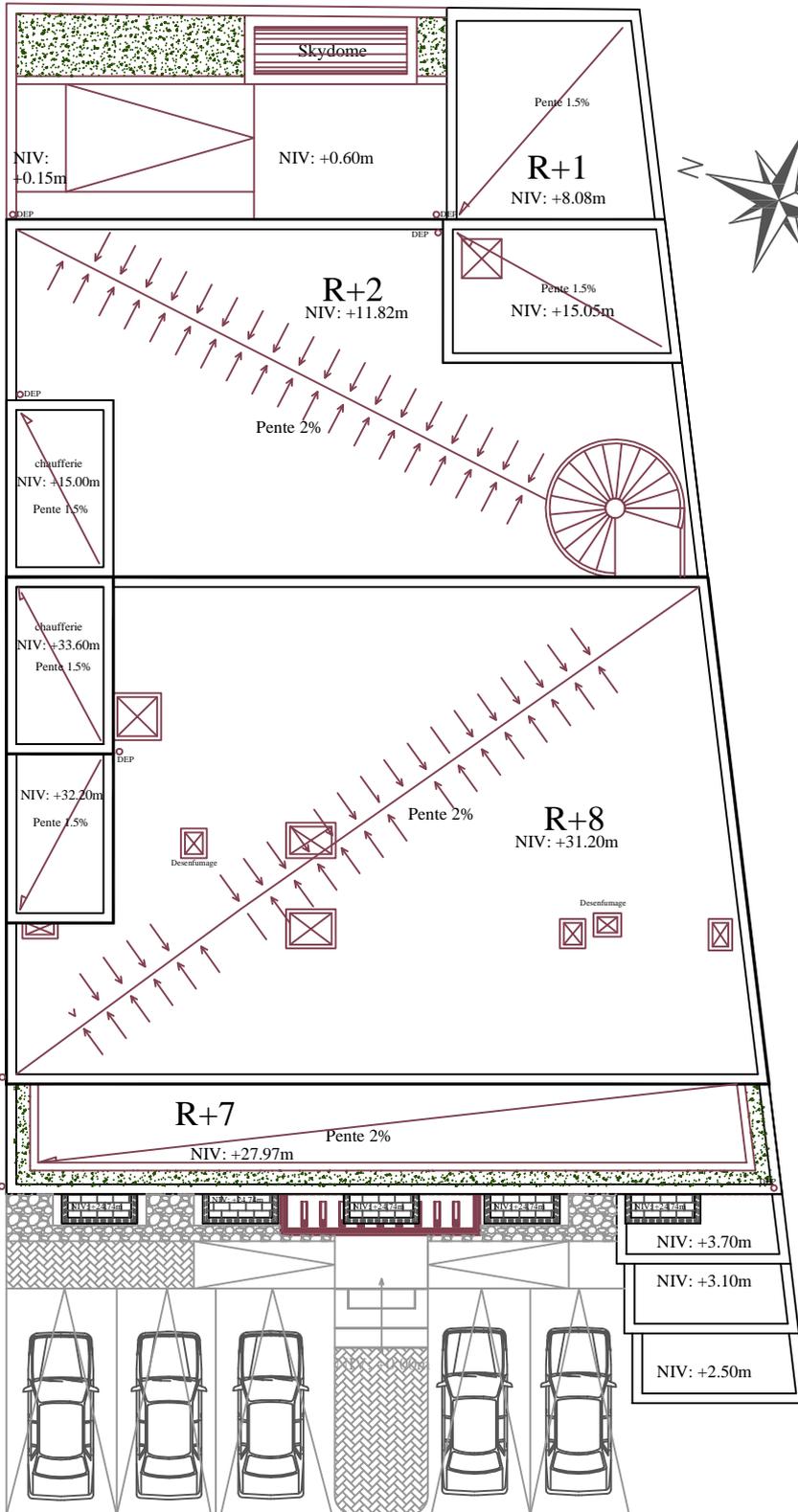
République Algérienne Démocratique et Populaire	
WILAYA / BEJAIA DAIRA / BEJAIA COMMUNE / BEJAIA	Maitre de l'ouvrage SARL HOTEL MED
PROJET	
DEMANDE D'UN PERMIS DE CONSTRUIRE POUR UN HOTEL URBAIN EN R+8 AVEC UN SOUS SOL	
Echelles 1/50°	Plans COUPE AA
Modifications:	
Maitre d'oeuvre	Visa
Architecte Agréé - Karim Gougam	
Bureau d'Etudes D'ARCHITECTURE - ARCOS	
Date: JUN 2018	Planche N°12



COUPE B-B Ech : 1/100

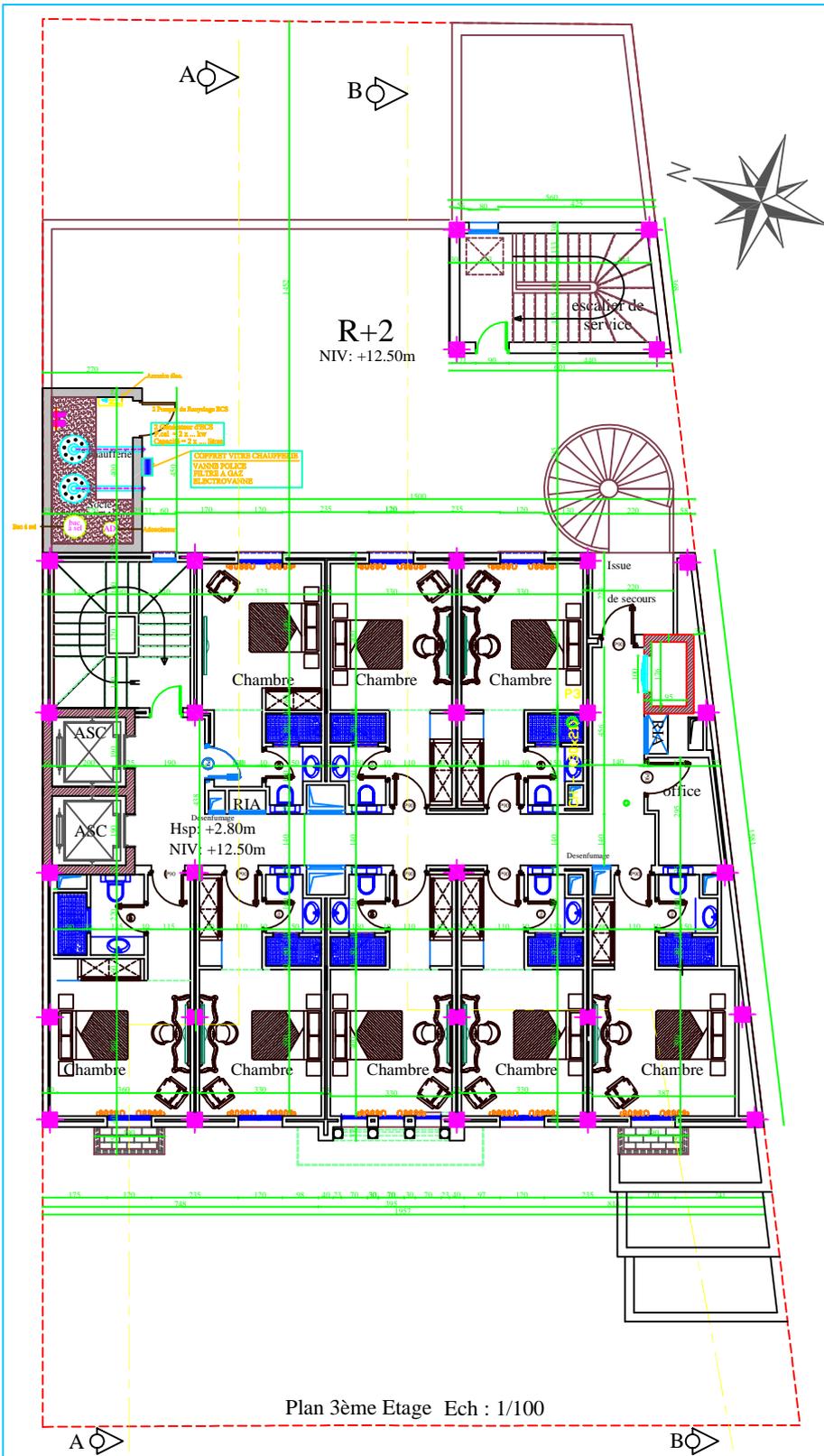
NIV: +31.80m
 NIV: +31.20m
 8eme ETAGE
 NIV: +27.97m
 7eme ETAGE
 NIV: +24.74m
 6eme ETAGE
 NIV: +21.51m
 5eme ETAGE
 NIV: +18.28m
 4eme ETAGE
 NIV: +15.05m
 3eme ETAGE
 NIV: +11.82m
 2eme ETAGE
 NIV: +8.08m
 1er ETAGE
 NIV: +4.17m
 RDC
 NIV: +0.60m
 SOUS SOL
 NIV: -2.60m
 NIV: 0m

WILAYA / BEJAIA DAIRA / BEJAIA COMMUNE / BEJAIA	Maitre de l'ouvrage SARL HOTEL MED
PROJET	
DEMANDE D'UN PERMIS DE CONSTRUIRE POUR UN HOTEL URBAIN EN R+8 AVEC UN SOUS SOL	
Echelles 1/50'	Plans COUPE BB
Modifications	
Maitre d'oeuvre	Visa
Architecte Agré : Karim Gougam	Date JUN 2018
Bureau d'Etudes D'ARCHITECTURE - ARCOS - 888888 - Courbe de Théologie 051 85 42 84 - Agé 11 864 - 0 96700 044 - 344 50004 - 331 - 004 88 1030	Planche N°11

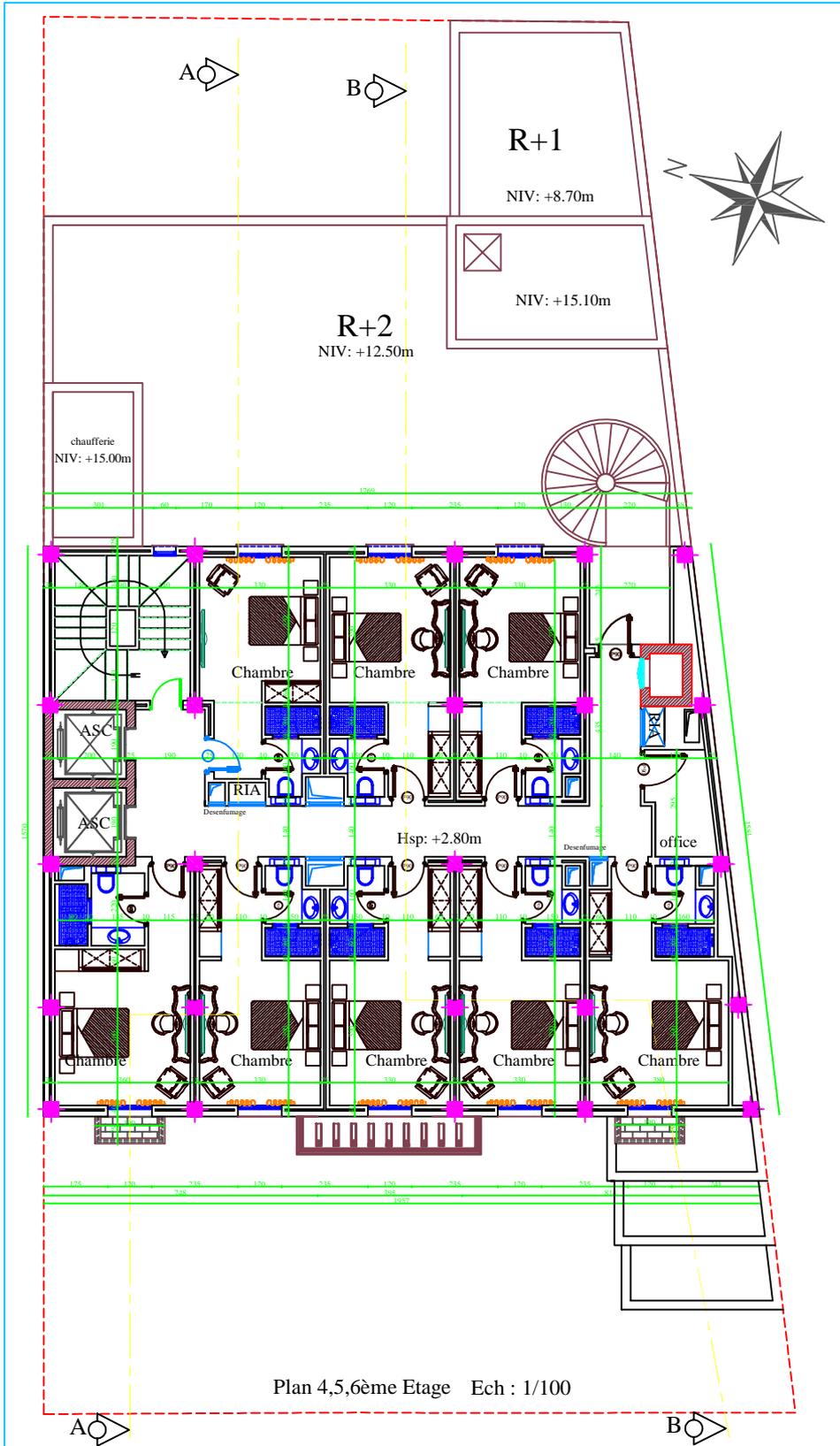


PLAN DE TOITURE ech 1/100

République Algérienne Démocratique et Populaire	
WILAYA / BEJAIA DAIRA / BEJAIA COMMUNE / BEJAIA	Maitre de l'ouvrage SARL HOTEL MED
PROJET	
DEMANDE D'UN PERMIS DE CONSTRUIRE POUR UN HOTEL URBAIN EN R+8 AVEC UN SOUS SOL	
Echelles 1/50°	Plans PLAN DE TOITURE
Modifications:	
Maitre d'oeuvre ARCOS	Visa
Architecte Agrégé - Karim - Gougam	
Bureau d'Etudes D'ARCHITECTURE - ARCOS -	
<small>Adresse : Quartier de Timoughezt C.M. 40 Logis Siles Appl 43 Bloc C 06070 Sidi - Ach. Bejaia - Tél : 024 85 10 02</small>	
Date JUN 2018	Planché N°11

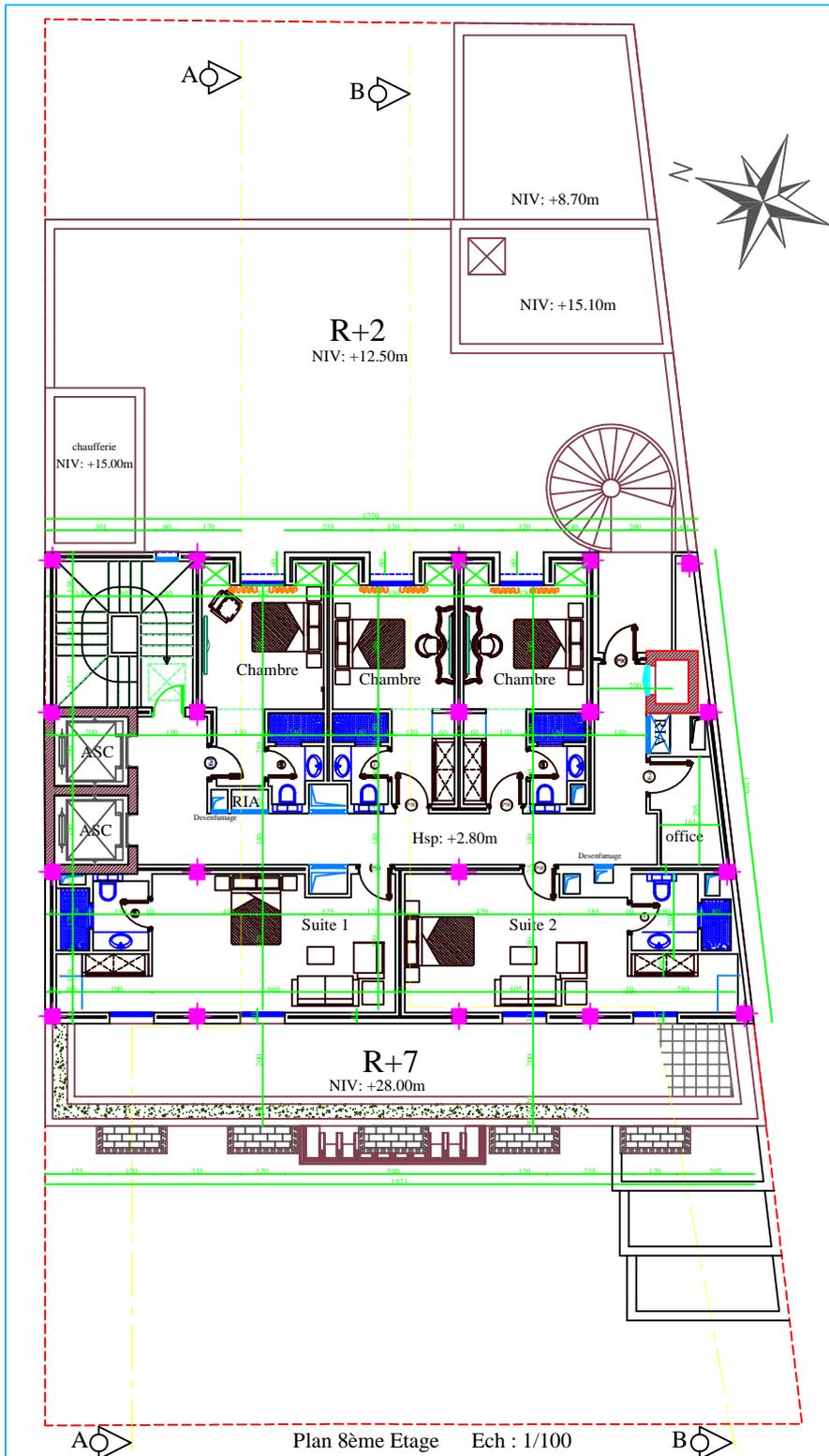


République Algérienne Démocratique et Populaire	
WILAYA / BEJAJA DAIRA / BEJAJA COMMUNE / BEJAJA	Maitre de l'ouvrage SARL HOTEL MED
PROJET	
DEMANDE D'UN PERMIS DE CONSTRUIRE POUR UN HOTEL URBAIN EN R+8 AVEC UN SOUS SOL	
Echelles	Plans
1/50°	PLAN 3ème ETAGE
Modifications.....	
	Maitre d'oeuvre Visa
Architecte Agrés : <u>Karim . Gougam</u>	
Bureau d'Etudes D'ARCHITECTURE - ARCOS -	
ANASSER - Courant de l'Algérie - 214 021 Logis - Alger 43 B.P. C - 05070 960 - Alg. - Béneq. - Tél 024 86 91 00	Dates JUN 2018 Planche N°02



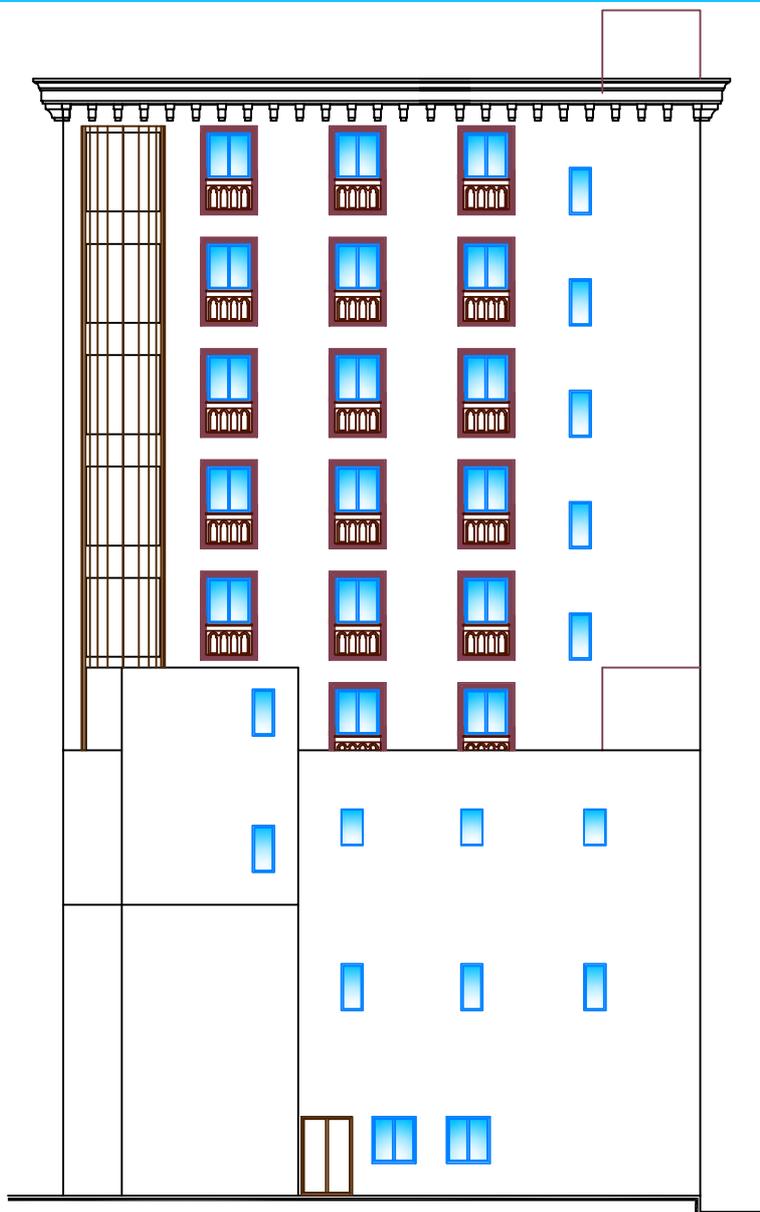
Plan 4,5,6ème Etage Ech : 1/100

République Algérienne Démocratique et Populaire	
WILAYA / BEJAIA DAIRA / BEJAIA COMMUNE / BEJAIA	Maitre de l'ouvrage SARL HOTEL MED
PROJET	
DEMANDE D'UN PERMIS DE CONSTRUIRE POUR UN HOTEL URBAIN EN R+8 AVEC UN SOUS SOL	
Echelles	Plans
1/50°	PLAN 4.5.6ème ETAGE
Modifications.....	
Maitre d'oeuvre	Visa
	
<i>Architecte Agrée - Karim - Gougam</i>	
Bureau d'Etudes D'ARCHITECTURE - ARCOS -	
<small>Adresse : Quartier de Ternagha CM 05 Logis Siles Appl 43 Bloc C 06170 Sidi - Achi, Béjaia - Tél : 024 88 10 00</small>	
Dates JUN 2018	Planche N°08



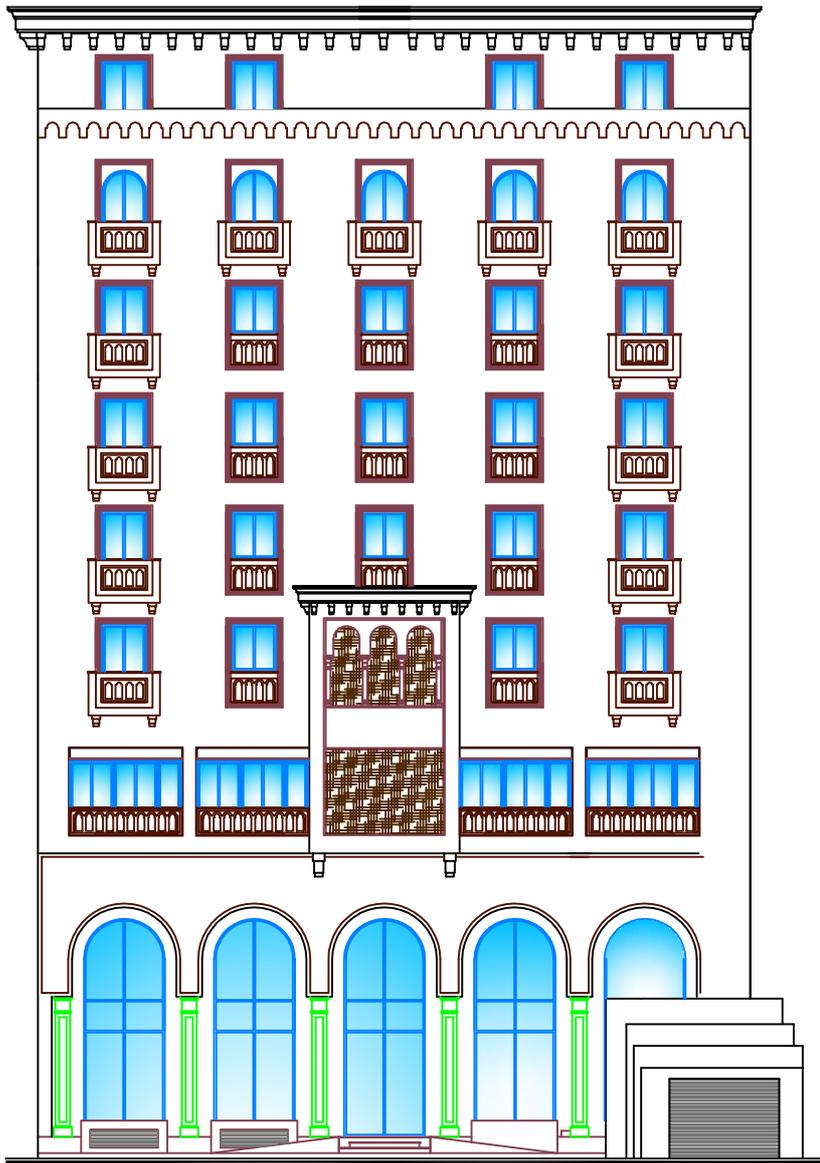
Plan 8ème Etage Ech : 1/100

République Algérienne Démocratique et Populaire	
WILAYA / BEJAJA DAIRA / BEJAJA COMMUNE / BEJAJA Lieu dit : Cité Tobbal Rue Harfi Tanous	Maitre de l'ouvrage SARL HOTEL MED
PROJET	
DEMANDE D'UN PERMIS DE CONSTRUIRE POUR UN HOTEL URBAIN EN R+8 AVEC UN SOUS SOL	
Echelles	Plans
1/50°	PLAN 8 ème ETAGE
Modifications.....	
Maitre d'oeuvre	Visa
Architecte Agréé : Karim Gougam	Dates
Bureau d'Etudes D'ARCHITECTURE - ARCOS - Adresse : Courtil de Timouraga CM 00 Logis Siba-Aggl 43 Bld C 06700 Sidi - Anis, Djijel, Tél : 034 88 10 08	JUN 2018 Planche N°10



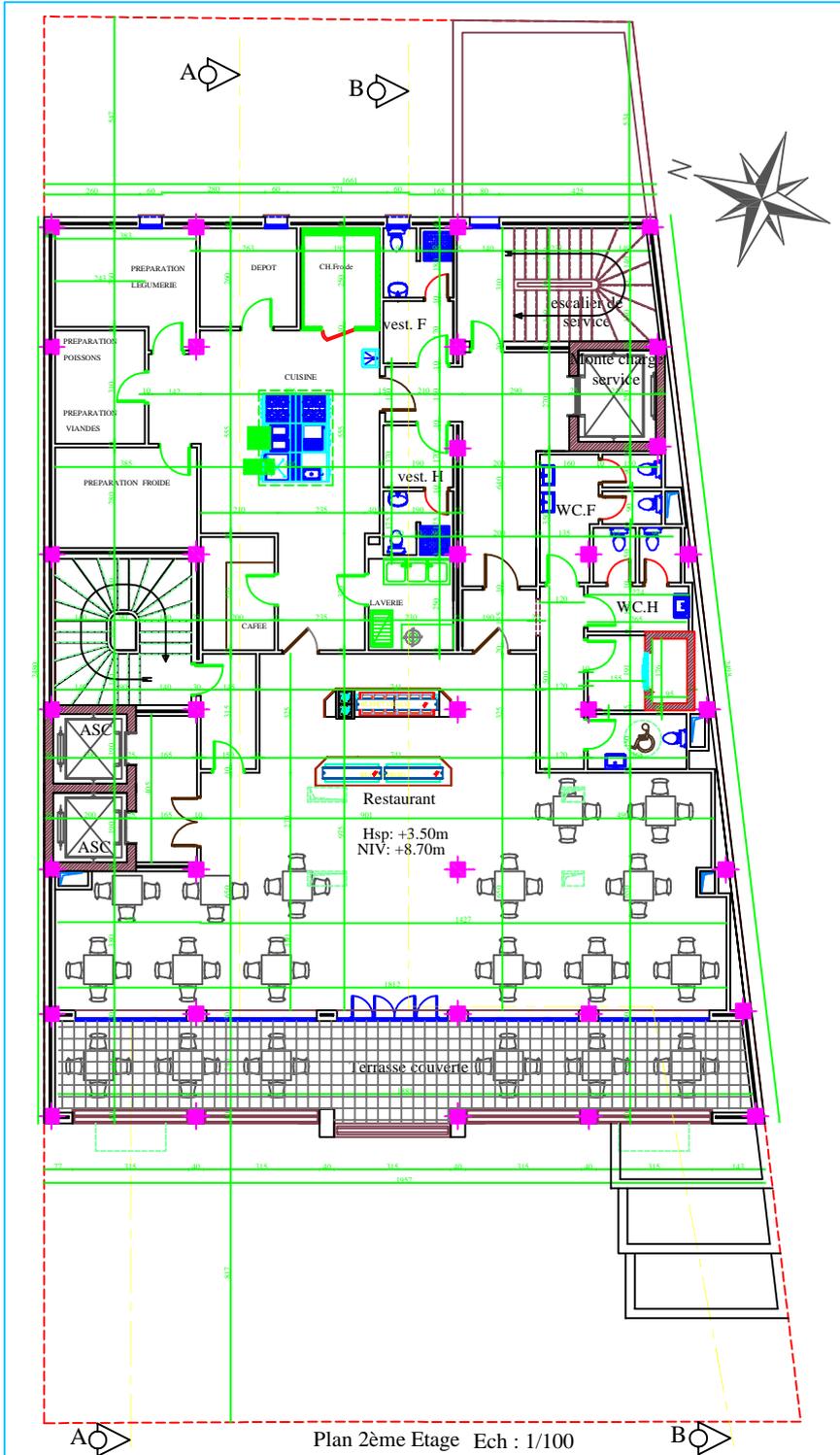
Façade Arrière Ech : 1/100

République Algérienne Démocratique et Populaire					
WILAYA / BEJAIA DAIRA / BEJAIA COMMUNE / BEJAIA	Maitre de l'ouvrage SARL HOTEL MED				
PROJET					
DEMANDE D'UN PERMIS DE CONSTRUIRE POUR UN HOTEL URBAIN EN R+8 AVEC UN SOUS SOL					
Echelles	Plans				
1/50'	FAÇADE ARRIERE				
Modifications:					
	<table border="1"> <tr> <td style="text-align: center;">Maitre d'oeuvre</td> <td style="text-align: center;">Visa</td> </tr> <tr> <td style="height: 40px;"></td> <td style="height: 40px;"></td> </tr> </table>	Maitre d'oeuvre	Visa		
Maitre d'oeuvre	Visa				
Architecte Agréé - Karim - Gougam					
Bureau d'Etudes D'ARCHITECTURE - ARCOS -					
Adresse : Boulevard de l'Indépendance 09000 Bou-Saïad - Algérie - Tél: 021 48 10 10					
Date: JUN 2018					
Planche N°14					



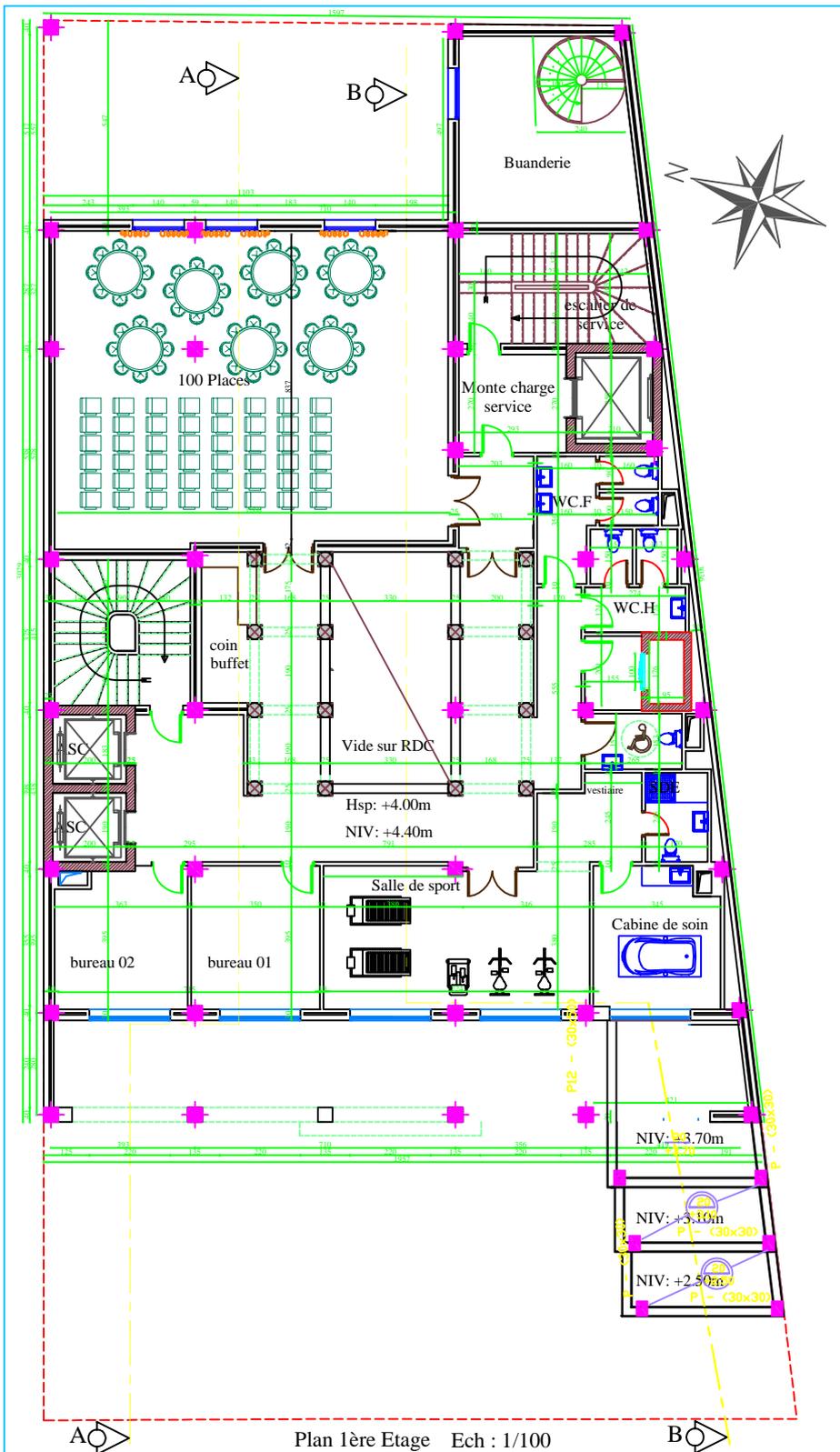
Façade Principale Ech : 1/100

République Algérienne Démocratique et Populaire					
WILAYA / BEJAIA DAIRA / BEJAIA COMMUNE / BEJAIA	Maitre de ouvrage SARL HOTEL MED				
PROJET					
DEMANDE D'UN PERMIS DE CONSTRUIRE POUR UN HOTEL URBAIN EN R+8 AVEC UN SOUS SOL					
Echelles	Plans				
1/50'	FAÇADE PRINCIPALE				
Modifications.....					
	<table border="1"> <tr> <td>Maitre d'oeuvre</td> <td>Visa</td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> </table>	Maitre d'oeuvre	Visa		
Maitre d'oeuvre	Visa				
<i>Architecte Agée - Karim Gougam</i>					
Bureau d'Etudes D'ARCHITECTURE - ARCOS -					
<small>Adresse : Quartier de Thénachie Cas de Logis Bous Ayaj 43 BORDJ 06000 Alg. Algérie. Tél. 0344 81 61 52</small>					
Date JUIN 2018	Planche N°12				



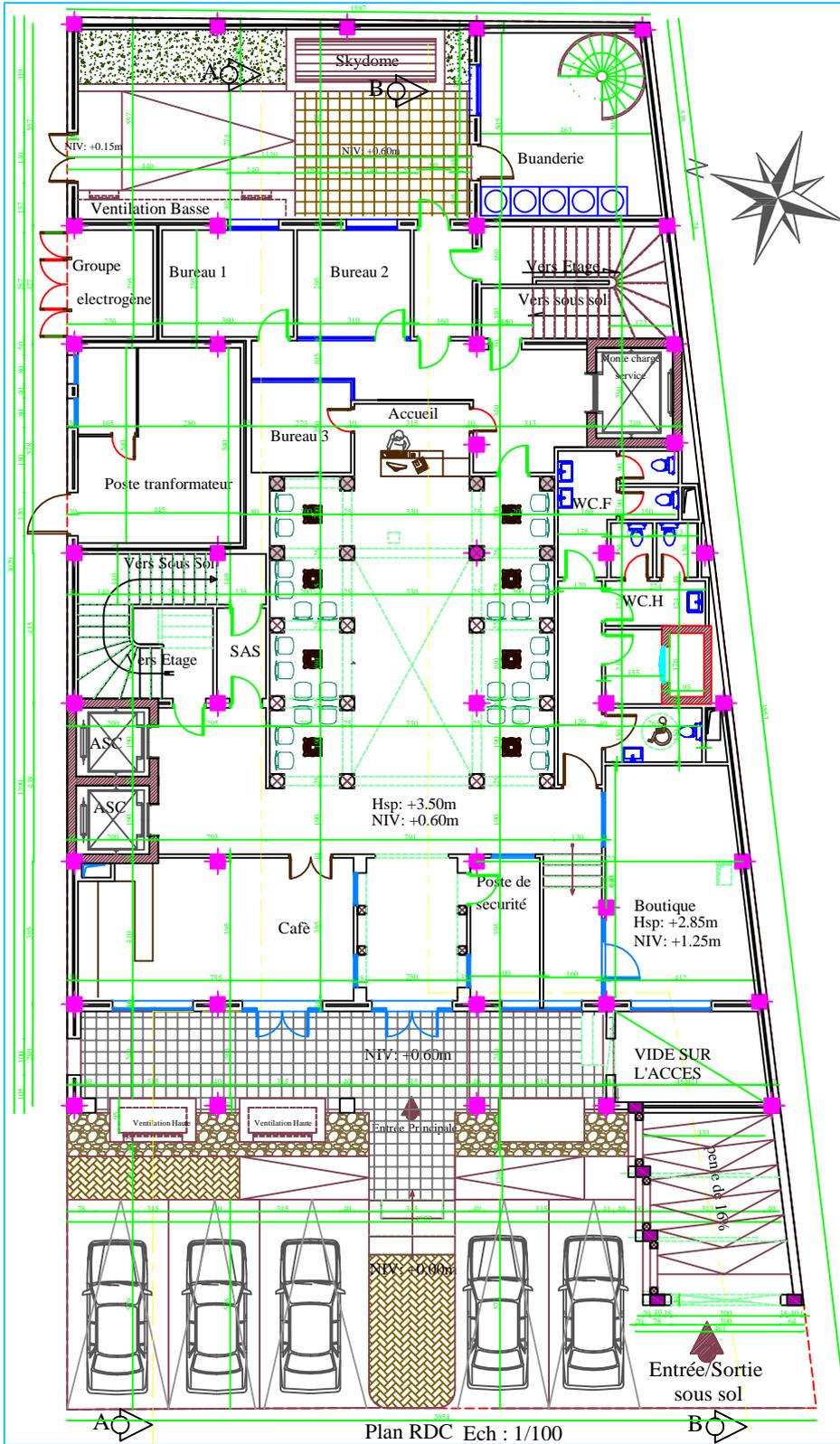
Plan 2ème Etage Ech : 1/100

République Algérienne Démocratique et Populaire	
WILAYA / BEJAIA DAIRA / BEJAIA COMMUNE / BEJAIA	Maitre de l'ouvrage SARL HOTEL MED
PROJET	
DEMANDE D'UN PERMIS DE CONSTRUIRE POUR UN HOTEL URBAIN EN R+8 AVEC UN SOUS SOL	
Echelles	Plans
1/50°	PLAN 2ème ETAGE
Modifications.....	
Maitre d'oeuvre	Visa
<i>Architecte Agréé : Karim Gougam</i>	
Bureau d'Etudes D'ARCHITECTURE - ARCOS -	
<small>Rue de l'Indépendance 01010 Alg. Tél: 021 70 514 - Fax: 021 70 514 - Mail: info@arcos.dz</small>	
Date: JUN 2018 Planche N°08	

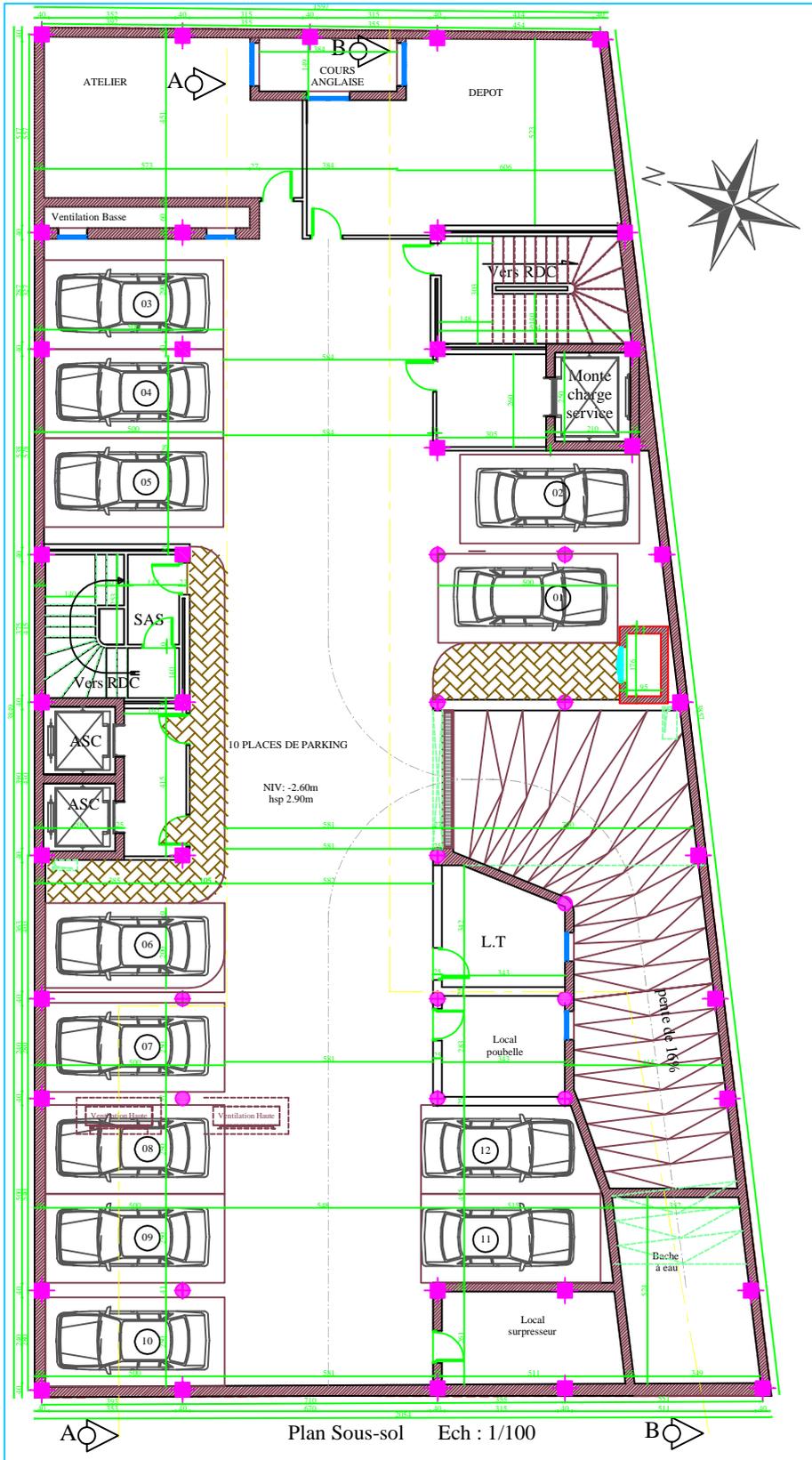


Plan 1ère Etage Ech : 1/100

République Algérienne Démocratique et Populaire	
WILAYA / BEJAIA DAIRA / BEJAIA COMMUNE / BEJAIA	Maitre de l'ouvrage SARL HOTEL MED
PROJET	
DEMANDE D'UN PERMIS DE CONSTRUIRE POUR UN HOTEL URBAIN EN R+B AVEC UN SOUS SOL	
Echelles	Plans
1/50°	PLAN 1ère ETAGE
Modifications	
Maitre d'oeuvre	Visa
Architecte Agrée : Karim Gougam	
Bureau d'Etudes D'ARCHITECTURE - ARCOS -	
<small>Algeria - Quartier de Travaux CMI 03 Logis Elou Assi 43 Rue C. 08755 Sidi Abd Elmajid - Tél: 021 95 10 38</small>	
Dates JUN 2008	Planche N°05

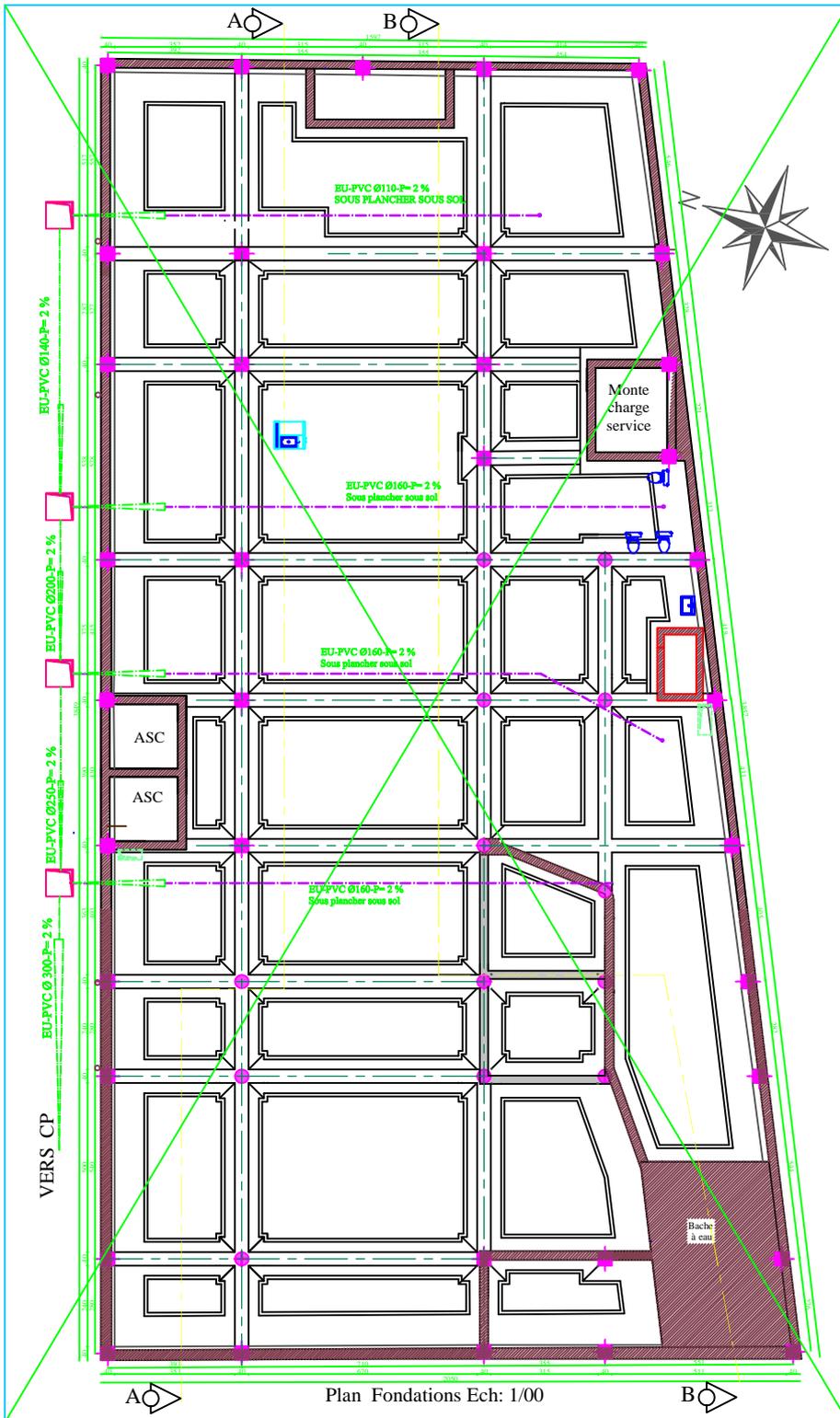


République Algérienne Démocratique et Populaire	
WILAYA / BEAIA DAIRA / BEAIA COMMUNE / BEAIA Localisation : CITE TOBAL Lieu dit : A'Avrils commune Village smira	Maitre de l'ouvrage SARL HOTEL MED
PROJET	
DEMANDE D'UN PERMIS DE CONSTRUIRE POUR UN HOTEL URBAIN EN R+8 AVEC UN SOUS SOL	
Echelles	Plans
1/50°	PLAN RDC
Modifications.....	
Maitre d'oeuvre	Visa
Architecte Agrée - Karim - Gougam Bureau d'Etudes D'ARCHITECTURE - ARCOS - Adresse : Quartier de Témouchent CM 60 Logis Silex April 43 Bloc C 06705 Sidi - Ach, Béjaia - Tél 034 98 10 50	
Dates JUIN 2018 Planché N° 04	



Plan Sous-sol Ech : 1/100

République Algérienne Démocratique et Populaire	
WILAYA / BEAIA DAIRA / BEAIA COMMUNE / BEAIA	Maitre de l'ouvrage SARL HOTEL MED
PROJET	
DEMANDE D'UN PERMIS DE CONSTRUIRE POUR UN HOTEL URBAIN EN R+8 AVEC UN SOUS SOL	
Echelles	Plans
1/50°	PLAN SOUS SOL
Modifications	
Maitre d'oeuvre	Visa
Architecte Agrée : Karim Gougam	Dates JUN 2018
Bureau d'Etudes D'ARCHITECTURE - ARCOS - Adresse : Quartier de Tlemcen 04 01 Logis Elcor Appr 41 Bloc C 06700 Sidi - Ach. Bejaia. Tél: 034 88 10 00	Plancher N°33



Plan Fondations Ech: 1/00

République Algérienne Démocratique et Populaire	
WILAYA / BEJAJA DAIRA / BEJAJA COMMUNE / BEJAJA	Maitre de l'ouvrage SARL HOTEL MED
PROJET	
DEMANDE D'UN PERMIS DE CONSTRUIRE POUR UN HOTEL URBAIN EN R+8 AVEC UN SOUS SOL. HOTEL BOUGIE	
Echelles	Plans
1/50°	PLAN FONDATIONS
Modifications:	
Maitre d'oeuvre	Visa
Architecte Agrée : Karim - Gougam	Dates JUN 2018
Bureau d'Etudes D'ARCHITECTURE - ARCOS - <small>031 912 12 13 - 031 912 12 14 - 031 912 12 15 - 031 912 12 16 - 031 912 12 17 - 031 912 12 18 - 031 912 12 19</small>	Planche N°01