



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

Université Abderrahmane MIRA de Bejaïa
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire fin de cycle

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Option : Structures

Thème :

**Étude d'un bâtiment en béton armé (R+7+Sous-sol (parking)) à
usage D'habitation contreventé par un système mixte
(voiles-portiques).**

Réalisé par :

- **BENMEDDOUR Karim**
- **SARI Lounis**

Encadré par :

M^{me} S.AREZKI

Membres de jury :

M^{me} : SEGHIR

M^r : KERNOU

Promotion: 2019-2020

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience et le courage pour achever ce modeste travail.

Nous remercions nos chers parents ainsi que nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

*Nos plus vifs remerciements vont aussi à notre encadreur **Mdm : AREZKI** de nous avoir guidé dans notre travaille et pour avoir suivi et accorder un grand intérêt a notre travail, pour la patience dont elle a part à notre égard, pour son aide précieuse et pour tout le savoir qu'elle nous a transmis.*

Merci à vous, membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

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

A mes très chères sœurs, Lynda et Thanina.

A mes très chers frères, Younes, Azedine, Nassim et Moussa

*A toute la famille " **Benmeddour** ".*

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère sans exception.

A mon encadreur bien sur : " Mdm S.ARZEKI " qui a fait tout son possible pour nous aider.

A tout la promotion de Génie Civil 2020.



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

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

A mes très chères sœurs.

A mes très chers frères.

A toute la famille " Sari ".

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère sans exception.

A mon encadreur bien sur : " Mdm S.ARZEKI " qui a fait tout son possible pour nous aider.

A tout la promotion de Génie Civil 2020.



Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. introduction.	1
I.2. Description et classification du projet.	1
I.3. Caractéristiques de la structure.	2
I.4. Règlements et normes utilisés.	3
I.5. Méthode de calcul.	3
I.6. Actions et sollicitations.	4
I.7. Caractéristiques des matériaux.	4
I.8. Hypothèses de calcul des sections en béton armé.	8

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction.	10
II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires.	10
II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux.	18
II.4. Evaluation des charges et surcharge.	21
II.5. descente de charge.	24
II.6. Vérifications.	29

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction.	33
III.2. calcul des planchers.	33
III.3. Calcul des sollicitations.	35
III.4. Etude des escaliers.	52
III.5. Etude de la poutre brisée.	57
III.6. Etude de l'acrotère.	61
III.7. Etude de l'ascenseur.	64

Chapitre IV : Etude sismique

IV.1. Introduction.	71
IV.2. Méthodes de calcul.	71
IV.3. Méthode choisit.	71
IV.4. Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base).	71
IV.5. Méthode dynamique modale spectrale.	73
IV.6. Vérification des résultante vis-à-vis du RPA 99/Version 2003.	77
IV.7. Conclusion.	80

Chapitre V : Etudes des éléments principaux

V.1. Introduction.	81
V.2. Etude des poteaux.	81
V.3. Vérifications.	85
V.4. Etude des poutres.	89
V.5. Etude des voiles	98
V.6. Conclusion.	103

Sommaire

Chapitre V I: Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction.	104
VI.2. Type de fondations.	104
VI.3. Etude des fondations.	105
VI.4. Ferrailage du radier.	108
VI.5. Ferrailage des nervures.	110
VI.5. Étude du voile périphérique.	115
VI.7. Conclusion.	119

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Symboles et notations

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

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

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

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

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

Δf_{t adm} : la flèche admissible.

G : Action permanente.

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

ht : hauteur totale du plancher.

h₀ : épaisseur de la dalle de compression.

he : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

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

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

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

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

Symboles et notations

- Q** : Charge variable.
- Q** : Facteur de qualité.
- q_u** : charge ultime.
- q_s** : charge de service. .
- M** : Moment en général.
- Ma** : Moment sur appui.
- Mu** : Moment de calcul ultime.
- Mser** : Moment de calcul de service.
- Mt** : Moment en travée.
- Mo** : moment isostatique.
- M_i** : Moment à l'appui *i*
- M_g et Ma** : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.
- M_j** : Moment correspondant à j.
- M_g** : Moment correspondant à g.
- M_q** : Moment correspondant à q.
- Ns** : Effort normal de service.
- Nu** : Effort normal ultime
- N** : Effort normale du aux charges verticales.
- R** : coefficient de comportement global.
- S** : Section, surface
- S_r** : surface du radier (m²).
- St** : Espacement des armatures.
- V** : Effort tranchant.
- T₂** : période caractéristique, associé à la catégorie du site.
- W** : poids propre de la structure.
- W_{Qi}** : Charges d'exploitation.
- X, Y et Z** : Coordonnées en général.
- b₀** : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure
- d** : Hauteur utile.
- e** : Excentricité, épaisseur.
- f** : Flèche.
- f_{bu}** : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R
- f_e** : Limite d'élasticité.

Symboles et notations

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

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

h_t : hauteur total du radier (m).

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

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

u : Coefficient de poison

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

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

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

q : chargement KN/ml..

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

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

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1 Situation géographique de site du projet.	01
Figure I.2 Diagramme rectangulaire simplifié.	06
Figure I.3 Diagramme contrainte et déformation du béton à L'ELS.	07
Figure I.4 Diagramme de contrainte- déformation.	08

Chapitre II

Figure II.1 Coupe transversale d'un plancher à corps creux.	10
Figure II.2 Disposition des poutrelles et repérage des poteaux et dalles.	11
Figure II.3 coupe transversale de la poutrelle.	12
Figure II.4 Dimensions de l'acrotère.	14
Figure II.5 Détails d'un escalier.	14
Figure II.6. Schéma statique de la 1 ^{er} volée du type 1 RDC.	15
Figure II.7 Schéma statique de la 2 ^{eme} volée du type 1 RDC.	16
Figure II.8 Schéma statique de la 4 ^{eme} volée du type 1 RDC.	16
Figure II.9 Schéma statique de 3 ^{ème} volée du type 1 RDC.	17
Figure II.10 coupe de voile.	21
Figure II.11 Schéma statique de la descente de charge.	25
Figure II.12 Surface afférente (P1).	25
Figure II.13 Surface afférente (P2).	28
Figure II.14 Schéma statique de la décente de charge.	28

Chapitre III

Figure III.1 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	46
Figure III.2 Panneau dalle sur 3 appuis.	48
Figure III.3 : Section de la dalle pleine à ferrailer.	48
Figure III.4 Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.	50
Figure III.5 Panneau dalle sur 4 appuis.	51
Figure III.6. Ferrailage de la dalle sur 4 appuis.	52

Liste des figures

Figure III.7 Schéma statique de l'escalier (la partie AB).	52
Figure III.8 Schéma de ferrailage de l'escalier droit des volées 1 et 3.	55
Figure III.9 Schéma de ferrailage de la console.	57
Figure III.10 Poutre brisée.	57
Figure III.11 Schémas statique de la poutre brisée.	58
Figure III.12 Schéma de ferrailage de la Poutre brisée.	60
Figure III.13 Acrotère.	61
Figure III.14 Schéma statique de l'acrotère.	62
Figure III.15 Schéma de ferrailage de l'acrotère.	64
Figure III.16 Cage d'ascenseur.	64
Figure III.17 Schéma de ferrailage de la dalle pleine au dessous de l'ascenseur.	67
Figure III.18 Schéma représentant la surface d'impact.	67
Figure III.19 Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.	70
Chapitre IV	
Figure IV.1 : Spectre de réponse.	74
Figure IV.2 : Schéma de dispositions des voiles.	74
Figure IV.3. Mode 1 de déformation (translation suivant X-X).	75
Figure IV.4. Mode 2 de déformation (rotation suivant Z-Z).	76
Figure IV.5. Mode 3 de déformation (translation suivant Y-Y).	76
Chapitre V	
Figure V.1 Zone nodale.	81
Figure V.2 Section d'un poteau.	86
Figure V.3 Ferrailage des sections des poteaux.	87
Figure V.4 Les moments dans la zone nodale.	94
Figure V.5 Exemple de dispositions constructives de la poutre secondaire.	95
Figure V.6 : Disposition des armatures verticales (vue en plan).	98
Figure V.7 Schéma d'un voile pleine.	99

Liste des figures

Figure V.8 Schéma de ferrailage du voile $V_x = 1,90\text{m}$ (Sous-sol+ RDC).	103
Chapitre VI	
Figure VI.1 Dimension du radier.	105
Figure VI.2 Zone de contact poteau- radié.	106
Figure VI.3 Dalle sur quatre appuis.	108
Figure VI.4 Schéma de ferrailage de radier.	110
Figure VI.5 Schéma de rupture des dalles de radier.	110
Figure VI.6 Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x.	111
Figure VI.7 Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.	112
Figure VI.8 Section à ferrailer.	113
Figure VI.9 Répartitions des contraintes sur le voile périphérique.	116
Figure VI.10 Schéma de ferrailage du voile périphérique.	119

Liste des tableaux

Chapitre II

Tableau II.1 : Différents types des dalles pleines.	13
Tableau II.2 : Charges et surcharge de l'acrotère.	14
Tableau II.3 : Dimensionnement de la volée de l'escalier RDC+étage courant.	18
Tableau II.4 . Sections préalables des poteaux.	20
Tableau II.5 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.	21
Tableau II.6 : Evaluation des charges et surcharge de plancher d'étage courant+sous-sol.	22
Tableau II.7 : Evaluation des charges et surcharge de la dalle pleine.	22
Tableau II.8 : Evaluation des charges et surcharge du palier.	23
Tableau II.9 . Evaluation des charges et surcharge de la volée.	23
Tableau II.10 : Evaluation des charges des murs extérieurs.	24
Tableau II.11 : Evaluation des charges G et Q pour le poteau P1.	28
Tableau II.12 : Les résultats de la décente de charge obtenus pour le poteau (P2)	29
Tableau II.13 : Vérification des poteaux (P2) à la compression simple.	30
Tableau II.14 : Vérification des poteaux au flambement.	31
Tableau II.15 : Dimensions des éléments secondaire.	32

Chapitre III

Tableau III.1 . Différents types de poutrelles.	34
Tableau III.2 . Différents types de poutrelles.	34
Tableau III.3 . Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.	34
Tableau III.4 . Sollicitation de la poutrelle type 1.	39
Tableau III.5 . Sollicitation de la poutrelle type 2.	39
Tableau III.6 . Sollicitation de la poutrelle type 3.	40
Tableau III.7 . Sollicitation de la poutrelle type 4.	40
Tableau III.8 . Sollicitation maximales aux états limites des différents niveaux.	40
Tableau III.9 . Ferrailage des différents types de poutrelles.	45
Tableau II.10 . Vérification au cisaillement.	45
Tableau III.11 . Evaluation de la flèche.	46

Liste des tableaux

Tableau III.12. Les schémas de ferrailage des poutrelles.	47
Tableau III.13. Ferrailage de dalles sur 3 appui de l'étage courant.	49
Tableau III.14. Vérification des états limites de compression du béton.	50
Tableau III.15. vérification de la flèche.	50
Tableau III.16 Calcul des sollicitations.	51
Tableau III.17 Calcul des ferrailages.	51
Tableau III.18 Vérifications nécessaires.	52
Tableau III.19. Résultats des ferrailages de la volée 1 et 3 de l'étage courant.	54
Tableau III.20. Vérification de la flèche.	55
Tableau III.21. Résultats des ferrailages de la volée 2 de l'étage courant.	56
Tableau.III.22. Armatures longitudinales dans la poutre brisée.	58
Tableau.III.23 : Vérification des contraintes dans le	59
Tableau III.24. Combinaisons d'actions de l'acrotère.	61
Tableau III.25. Calcul des ferrailages selon les deux sens.	65
Tableau III.26. Vérifications des états limites de compression du béton.	67
Tableau III.27. Les sollicitations sous charge concentrée.	68
Tableau III.28. Les sollicitations sous charges réparties.	69
Tableau III.29. La superposition des moments.	69
Tableau III.30. Les moments corrigés.	69
Tableau III.31. Tableau des ferrailages de la dalle.	69
Tableau III.32. Tableau de vérification des contraintes.	70
Chapitre IV	
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q .	73
Tableau IV.2 : Longueur des voiles utilisés.	74
Tableau IV.3 : Période de vibration et taux de participation massique.	75
Tableau IV.4. Vérification de l'effort tranchant à la base.	77
Tableau IV.5. Vérification de l'interaction sous charges verticales.	77
Tableau IV.6. Vérification de l'interaction sous charges horizontales.	78

Liste des tableaux

Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit.	78
Tableau IV.8. Vérification des déplacements.	79
Tableau IV.9. Vérification à L'effet P- Δ .	79
Tableau IV.10. Dimensionne finale des éléments structuraux.	80
Chapitre V	
Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.	82
Tableau V.2. Les sollicitations dans les poteaux.	83
Tableau V.3. Armatures longitudinale dans les poteaux.	84
Tableau V.4 Armatures transversales adoptées pour les poteaux.	85
Tableau V.5 Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.	85
Tableau V.6 Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.	86
Tableau V.7 Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.	87
Tableau V.8 Ferrailage des sections des poteaux.	88
Tableau V.9 Armatures les longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/2003.	90
Tableau V.10 Les sollicitations les plus défavorables.	90
Tableau V.11 Armatures longitudinales dans les poutres.	91
Tableau V.12 Vérification de l'effort tranchant.	92
Tableau V.13 Vérification au cisaillement.	93
Tableau V.14 Vérification de l'état limite de compression du béton.	93
Tableau V.15 Moments résistants dans les poteaux.	94
Tableau V.16 Moments résistants dans les poutres.	95
Tableau V.17 Vérification de la zone nodale.	95
Tableau V.18 Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires.	97
Tableau V.19 Sollicitations maximales dans le voile $V_{x3} = 1,9$ m.	100
Tableau V.20 Sollicitations maximales dans le voile $V_{y2} = 2,3$ m.	100
Tableau V.21 Ferrailage du voile $V_{y2} = 2,3$ m.	102
Tableau V.22 Ferrailage du voile $V_{x3} = 1,9$ m.	103

Liste des tableaux

Chapitre VI

Tableau VI.1 : Ferrailage du radier.	109
Tableau VI.2 les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.	109
Tableau VI.3 les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.	110
Tableau VI.4 Sollicitations de la nervure à l'ELU dans le sens x-x.	111
Tableau VI.5 Sollicitations de la nervure à l'ELS dans le sens x-x.	112
Tableau VI.6 Sollicitations de la nervure à l'ELU dans le sens y-y.	112
Tableau VI.7 Sollicitations de la nervure à l'ELS dans le sens y-y.	112
Tableau VI.8 Résumé des résultats du ferrailage des nervures.	113
Tableau VI.9 Résumé des résultats (vérification des contraintes).	114
Tableau VI.10 Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.	114
Tableau VI.11 ferrailage des nervures selon les deux sens.	115
Tableau VI.12 Ferrailage du voile périphérique.	117
Tableau VI.13 les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.	118
Tableau VI.14 les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.	118

Introduction générale

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant la construction. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures.

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, surtout celle de grandes hauteurs qui offrent une grande surface aux forces du vent.

L'expansion démographique et le manque du foncier a fait que l'homme doit toujours construire plus haut pour des surfaces en plan réduites. Il faut s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

La construction dans une zone sismique nécessite des normes spéciales pour assurer la stabilité et la durabilité du bâtiment, pour cela il faut appliquer des règles parasismiques spécifiques pour chaque zone sismique. Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

Le présent projet de fin cycle consiste à étudier la structure d'un bâtiment à usage d'habitation en (R+7+parking sous-sol) implanté à la Wilaya de bejaia qui est classé d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité (zone IIa). Donc il y a lieu de déterminer leur comportement dynamique, afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité des vies humaines.

Pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, on a utilisé le code national « règlement parasismique algérien RPA99 version 2003,BAEL91, les différents DTR ».

Le travail est réalisé selon le plan de travail suivant :

Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.

Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux.

Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.

Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.

Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments principaux.

Le sixième chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail

Chapitre I

I.1. Introduction

Le Béton Armé est parmi les matériaux de construction ; le plus utilisé et le plus économique dans la plupart des constructions. Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

I.2. Description et classification du projet :

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études d'architectures et d'urbanisme, consiste à l'étude d'une structure (R+7+parking sous-sol) à usage d'habitation, classé dans le groupe d'usage 2 selon la classification du RPA 99 (Article 3.2).

L'ouvrage est situé dans territoire de la wilaya de Bejaia (Aokas), qui est classée d'après la carte de zonage en **Zone IIa** (zone moyenne sismicité) RPA2003.



Figure I.1 : Situation géographique de site du projet

I.3 .Caractéristiques de la structure :

I.3.1. Caractéristiques géométrique :

Les caractéristiques de la structure sont :

- ✓ Lx en plan15.15m
- ✓ Ly en plan.....21.20m
- ✓ Hauteur du RDC.....3.91m
- ✓ Hauteur du sous-sol.....3.20m
- ✓ Hauteur des Etage3.06 m
- ✓ Hauteur totale.....28.53 m

I.3.2. Caractéristiques géométriques du sol

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble (S3) d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols,

- une contrainte admissible allant de l'ordre de 1,36 bars.
- Le poids spécifique de terre $\gamma = 2 \text{ t / m}^3$.
- L'angle de frottement interne du sol $12 < \varphi_{uu} < 15^\circ$
- La cohésion $0.5 < C_{uu} < 0.6$ bars

I.3.3. Les éléments structuraux

L'ossature : L'ouvrage concerné dépasse 17m de hauteur dans la zone considérée pour cela le Règlement Parasismique Algérienne **RPA99/2003** exige un système de contreventement constitué par des voiles et portique, ou par des voiles.

Les planchers : Ce sont des aires, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, ils sont constitués de corps creux avec une dalle de compression ou de dalles pleines ; qui forment un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

Les poutres : Ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations .Elles sont sollicitées à la flexion plane.

Les poteaux : Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Les voiles : Ce sont des éléments verticaux (épaisseur petite par rapport aux autres dimensions). Réalisés en béton armé, le choix du nombre, de dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

Les escaliers : Ce sont des éléments permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.

L'acrotère : Est un élément coulé sur place, encastré dans le plancher terrasse

La maçonnerie :

- ❖ *Les murs extérieurs :* Ils sont réalisés en briques creuses à double parois séparées par une lame d'air afin d'assurer une isolation thermique.
- ❖ *Les murs intérieurs :* Ils sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm, leurs fonctions principales sont la séparation des espaces ainsi l'isolation thermique.

L'infrastructure : Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

- ✓ Transmettre les charges verticales et horizontales au sol.
- ✓ Limiter les tassements.
- ✓ Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

I.4.Règlementations et normes utilisées :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99/version 2003. (Règlement Parasismique Algérien).
- DTR-BC 2.2 (Document Technique Règlementaire Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- BAEL 91 modifié99. (Béton Armé Aux Etats Limites).
- Le CBA93 (Code De Béton Armé).

I.5.Méthode de calcul :

I.5.1.Etat limite ultime (ELU) :

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

- Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.
- Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constitues du béton ou acier exemple : non rupture par écrasement du béton.
- Etat limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

I.5.2.Etat limite de service (ELS) :

C'est la condition que doit satisfaite un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

- Etat limite d'ouverture des fissures.

- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

I.6.Actions et sollicitations :

➤ **Les actions permanentes (G)**

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Le poids propre de la structure.
- ❖ Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- ❖ Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- ❖ Les déformations imposées à la structure.

➤ **Les actions variables (Q)**

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

- ❖ Les charges d'exploitations.
- ❖ Les charges climatiques (neige et vent).
- ❖ Les effets thermiques.

➤ **Les actions accidentelles (E)**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisent rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- ❖ Les chocs.
- ❖ Les séismes.
- ❖ Les explosions.
- ❖ Les feux.

I.7.Caractéristiques des matériaux :

Le calcul des ouvrages en béton armé est effectué à partir d'hypothèses des études qui tiennent compte, en particulier, des caractéristiques, physiques, chimiques et mécaniques des matériaux (béton, acier).

Les caractéristique des matériaux concernent :

- ✓ Les résistances caractéristiques à la compression et à la traction.
- ✓ Les déformations (allongement et raccourcissement).
- ✓ Les diagrammes déformations contraintes.

I.7.1. La résistance caractéristique du béton :

- En compression $\langle f_{cj} \rangle$ C.B.A 93 [A-2-1-1-1].

La résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours : $f_{cj} = 25 [MPa]$

À un âge $j < 28$ jours : $f_{c_{28}} = \frac{j}{4.67+0.83j} f_{c_{28}}$ pour $f_c 28 \leq 40 [MPa]$

- En traction $\langle f_{tj} \rangle$ C.B.A 93 [A.2.1.1.2].

La résistance caractéristique à la traction du béton $f_{tj} = 2.1 [MPa]$ déduite de la formule :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

I.7.1.2. Déformation longitudinales du béton :

- Déformations instantanées $\langle E_{ij} \rangle$ C.B.A.93 [A.2.1.2.1].

$E_{ij} = 32164.2 [MPa]$, déduite de la formule : $E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} [MPa]$ pour le calcul sous charges de courte durée (<24h)

- Déformations différées $\langle E_{vj} \rangle$ C.B.A.93 [A.2.1.2.2].

$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} [Mpa]$, Dans notre cas : $E_{vj} = 1.08 \times 10^4 [Mpa]$, pour le calcul sous charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton.) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) est très influant.

I.7.1.3. Coefficient de poisson C.B.A [A.2.1.3] :

- $\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations.
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations.

I.7.1.4. Diagrammes déformations – contraintes de béton C.B.A.93 [A.4.3.4] :

On distingue (figure) :

- Le diagramme « parabole rectangle » ;
- Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de :
- La simplicité d'emploi ;
- La concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme « parabole rectangle ».

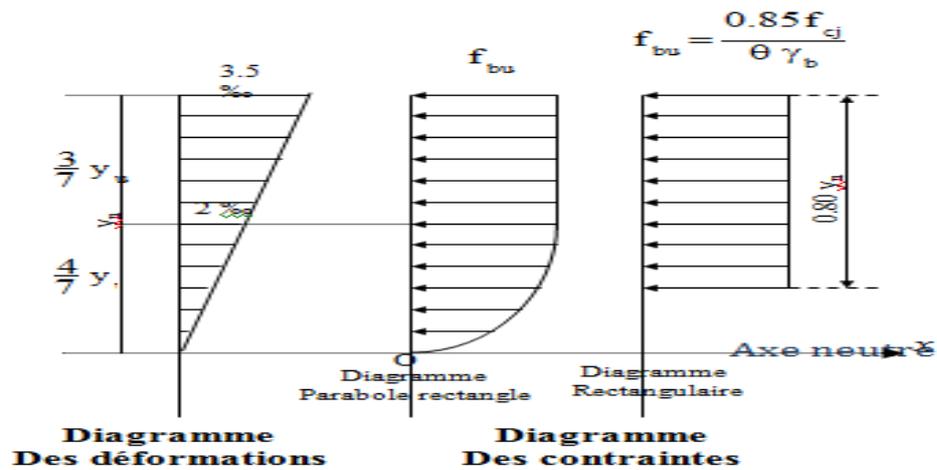


Figure I.2 : *Diagramme rectangulaire simplifié.*

Notations :

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à j jours ;

γ_b : Coefficient de sécurité égale 1.5

f_{bu} : Contrainte de calcul

Le coefficient θ prend les valeurs :

- 1 pour une durée d'application des charges > 24h
- 0.9 Pour $1h \leq \text{durée} \leq 24h$
- 0.85 Si durée < 1h

I.7.1.5. Les contraintes limites :

- Etat limite ultime C.B.A 93 [A.3.3.2] :

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad ; \text{ Dans notre cas : } f_{bu} = 14.17 \text{ [MPa]}$$

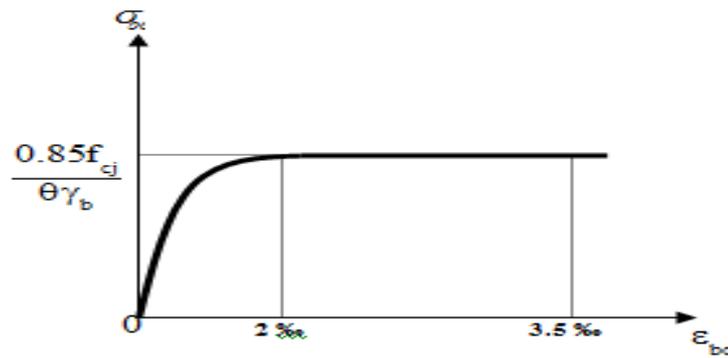


Figure I.3: Diagramme contrainte et déformation du béton à L'ELS

Notations:

$\theta = 1$ durée > 24

$\theta = 0.9$ 1h < durée < 24h $\theta = 0.85$ durée < 1h

$\gamma_b = 1.5$ Combinaisons courantes.

$\gamma_b = 1.15$ Combinaisons accidentelles.

- **Etat limite de service :**

La contrainte de compression du béton est limitée à $0.6 f_{cj}$; dans notre cas $\bar{\sigma}_{bc} = 15$ [MPa].

Contrainte limite de cisaillement :

$\bar{\tau}_u = 3.33$ [MPa] Fissuration peut préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$\bar{\tau}_u = 2.5$ [MPa] Fissuration préjudiciable et très préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

I.7.2. Acier :

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de la structure sont de trois types :

- Les ronds lisses de nuance *FeE215* pour les armatures transversales.
- Les barres hautes adhérence de nuance *FeE400* pour les armatures longitudinales.
- Les treillis soudés ($\Phi 6$) pour les hourdis des planchers à corps creux.

I.7.2.1. Module d'élasticité longitudinale :

Est pris égale : $E_s = 2 \times 10^5$ [MPa].

I.7.2.2. Contraintes limites :

Etat limite ultime: ELU :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \begin{cases} \text{Barre lisse : } \sigma_s = 186.96 \text{ [MPa]} \\ \text{Barre H.A : } \sigma_s = 347.83 \text{ [MPa]} \end{cases}$$

$\gamma_s = 1.15$ Combinaisons courantes.
 $\gamma_s = 1$ Combinaisons accidentelles.

Etat limite de service : ELS :

- ✓ Cas de fissuration peut préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e$, dans notre cas

$$\bar{\sigma}_s = 266.67 \text{ [MPa]}.$$

- ✓ Cas de fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$, dans notre cas $\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ [MPa]}$.

Avec : η coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour rondes lisses ;

$\eta = 1.6$ pour acier HA ;

I.7.2.3 Diagramme déformations contraintes :

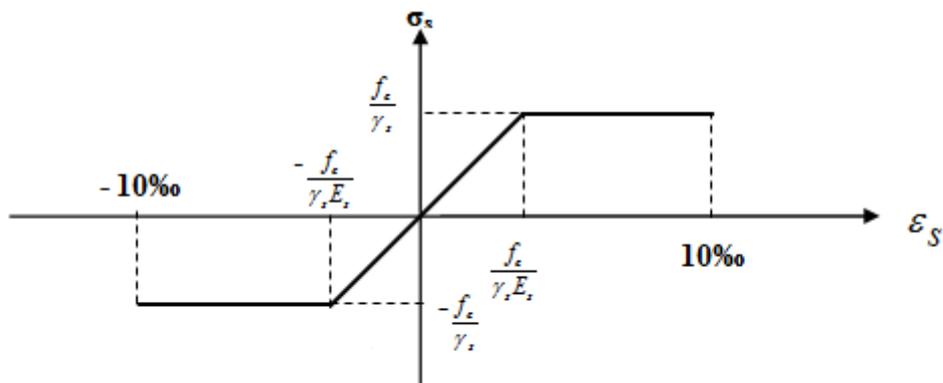


Figure I.4 Diagramme de contrainte- déformation

I.8. Hypothèses de calcul des sections en béton armé:

Les hypothèses de calcul sont énumérées ci-dessous :

- Les sections droites restent planes et il n y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

- La résistance à la traction du béton est négligée.

E.L.U :

- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10‰, pour le raccourcissement unitaire du béton à 3.5 ‰ en flexion et 2‰ en compression simple.
- On peut supposer concentré en son centre de gravité la section d'un groupe de Plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvue que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 ‰.

E.L.S :

- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques.
- L'aire de l'acier est concentrée en son centre de gravité.
- Le coefficient d'équivalence $\eta = \frac{E_s}{E_b}$ est fixé forfaitairement $\eta = 15$

Chapitre II

II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement consiste à des estimations des dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet. Nous dimensionnons dans le présent chapitre les éléments de la structure suivant: RPA99/version 2003, BAEL.91.

II.2 Pré dimensionnement des éléments secondaires :

II.2.1. Les planchers :

Pour notre bâtiment on a utilisés deux types de planchers :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

❖ Planchers à corps creux

Ce types de plancher se trouve au niveau de tous les étages, il est constitué de :

Poutrelles semi-préfabriquées ou coulées sur place et une dalle de compression

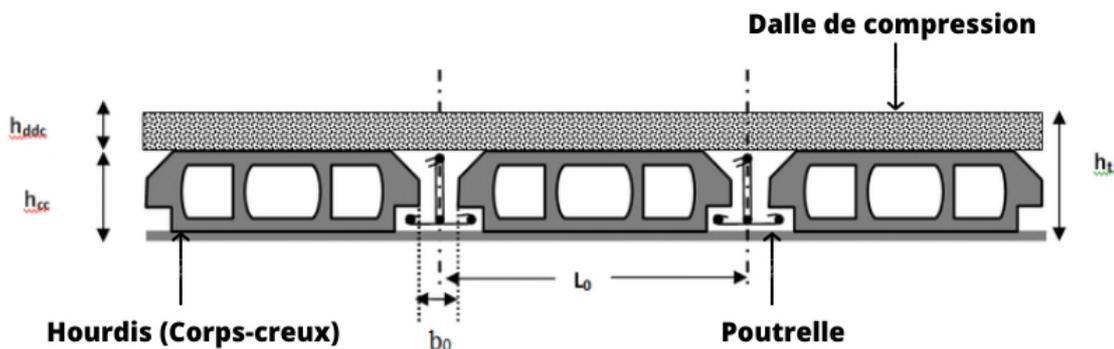


Figure II.1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

• Dimensionnement :

D'après le BAEL (article 6.8.4.2.4) la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{Avec } L_{\max} : \text{Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles}$$

h_t : Hauteur total du plancher

Donc :

$$L_{\max} = 4.65 - 0.30 = 4.35\text{m}$$

$$\Rightarrow h_t \geq \frac{435}{22.5} = 19.33 \text{ cm}$$

On opte pour la hauteur du plancher $h_t = 20 \text{ cm}$ (20+4) tel que 4cm est l'épaisseur de la dalle de compression.

❖ Les poutrelles

• Définition :

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

La disposition des poutrelles est dictée par deux critères :

- Le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- Le critère de la continuité (là où il y a plus d'appuis).

En ce qui concerne notre projet, la disposition des poutrelles s'est faite en respectant les critères, ce qui a donné la disposition montrée sur la figure :

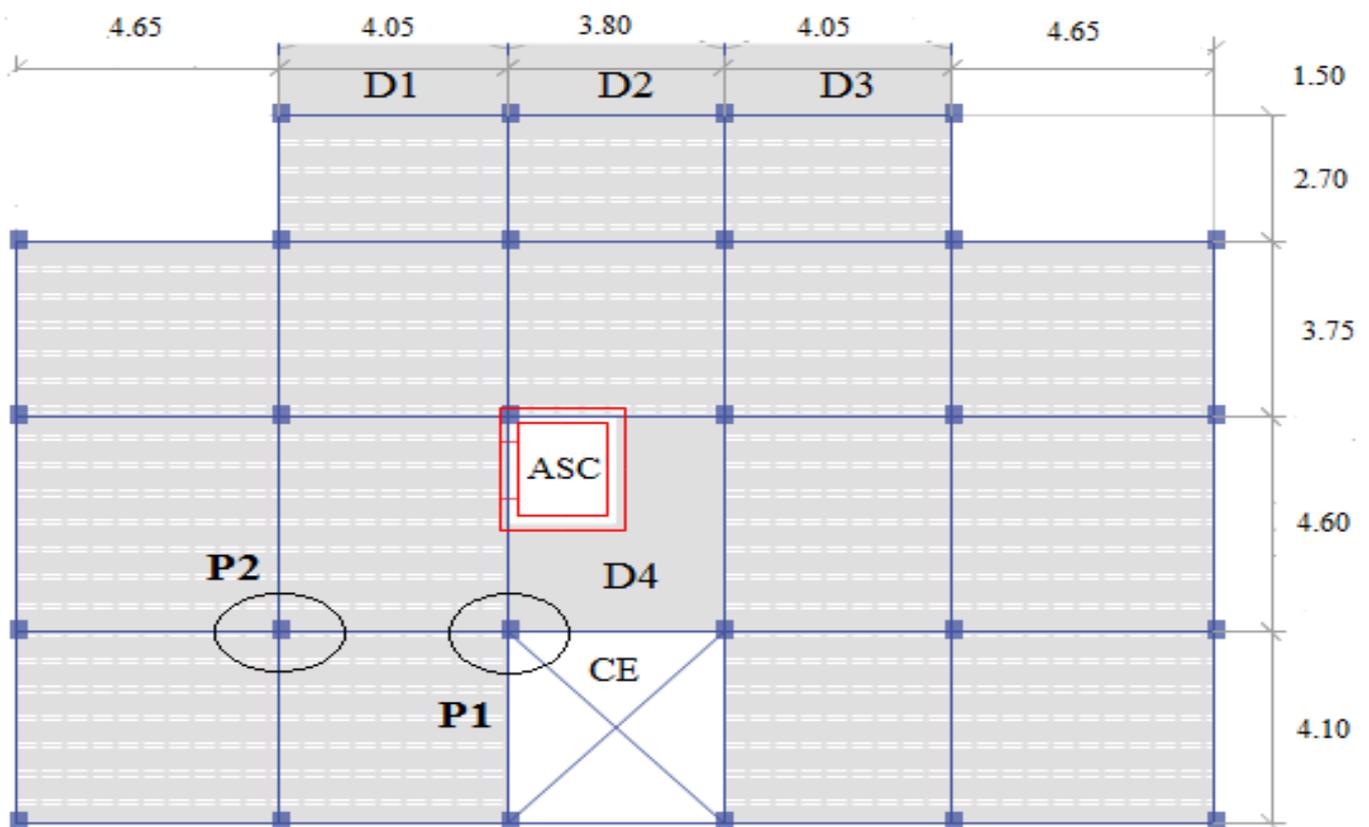


Figure II.2: Disposition des poutrelles et repérage des poteaux et dalles

• **Dimensionnement des poutrelles**

Détermination de la largeur de la table de compression :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \text{Min} \left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right)$$

$b_0 = 10\text{cm}$ largeur de la nervure

$L_x = b - b_0 = 55\text{cm}$ distance entre nus de poutrelles.

$L_y = 380 - 30 = 350\text{cm}$..distance minimale entre nus d'appuis des poutrelles.

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

$h_t = 20\text{cm}$ hauteur totale de la poutrelle.

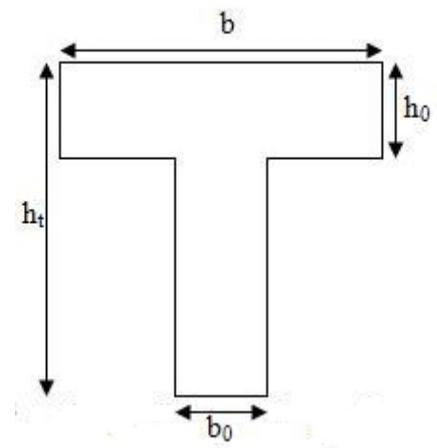


Figure II.3 : coupe transversale de la poutrelle

$$\frac{b - 10}{2} \leq \text{Min} \left(\frac{55}{2}, \frac{350}{10} \right)$$

$$\Rightarrow b \leq [(2 \times 27.5) + 10] \leq 65 \text{ cm}$$

On optera alors pour une largeur $b = 65 \text{ cm}$.

II.2.2. Plancher à dalle pleine

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Elles reposent sur 1, 2, 3, ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé et (voiles ou murs maçonnerie).

On désigne par L_x la plus petite des portées et « e » par son épaisseur. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

Les portés L_x et L_y d'un panneau de dalle sont mesurées entre les nœuds des appuis :

✓ Si $0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} = \rho \leq 1$ la dalle est considérée comme portant dans deux directions.

✓ Si $\rho \leq 0,4$ la dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée.

a. Résistance au feu :

$e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

$e = 14 \text{ cm}$ pour trois heures de coupe-feu.

b. Isolation phonique :

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

c. Résistance à la flexion :

$e \geq \frac{L_x}{20}$ → Pour les dalles reposant sur un ou deux appuis parallèles.

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ → Pour les dalles avec $\rho \leq 0,4$.

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow \text{Pour les dalles avec } \rho > 0,4.$$

L_x = le plus petit coté du panneau de la dalle.

Notre projet comporte deux types : dalle sur 3 appuis et dalle sur 4 appuis:

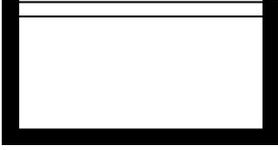
Panneaux	Schéma de la Dalle pleine	L_x (cm)	L_y (cm)	ρ	$e^{\text{calculé}}$ (cm)	$e^{\text{adopté}}$ (cm)
D1, D3 Balcon sur 3 appuis		150	375	0.4	3.5	12
D2 Balcon sur 3 appuis		150	350	0.43	3.5	12
D4 Dalle d'ascenseur sur 4 appuis		350	420	0.83	8.5	14

Tableau II.1 : Différents types des dalles pleines.

On voit bien que les dimensions de tous les panneaux sont petites, c'est le critère de coupe feu qui est déterminant.

On opte pour :

- 12 cm d'épaisseur pour tous les balcons
- 14 cm d'épaisseur pour les dalles pleines de l'ascenseur.

II.2.3. Pré dimensionnement de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments, comme il peut servir de garde-corps pour les terrasses accessibles.

❖ Hypothèses de calcul :

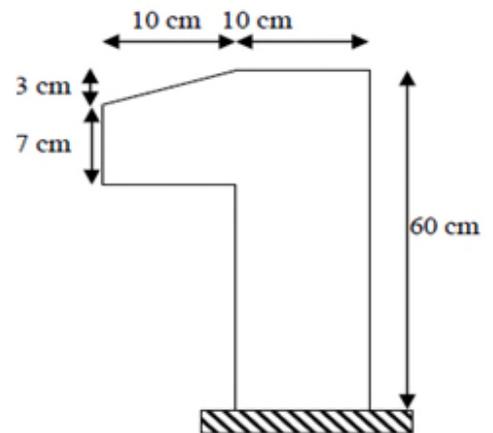
- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

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

❖ **Évaluation des charges et surcharges :**

Tableau II.2 : Charges et surcharge de l'acrotère

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment KN/ml	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.069	1.725	0.03*0.6*20 = 0.36	2.085	1



$Q_{acr}=1 \text{ KN/ml}$ (DTR B.C.2.2)

Figure II.4 : Dimensions de l'acrotère

II. 2.4. Pré dimensionnement des escaliers

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

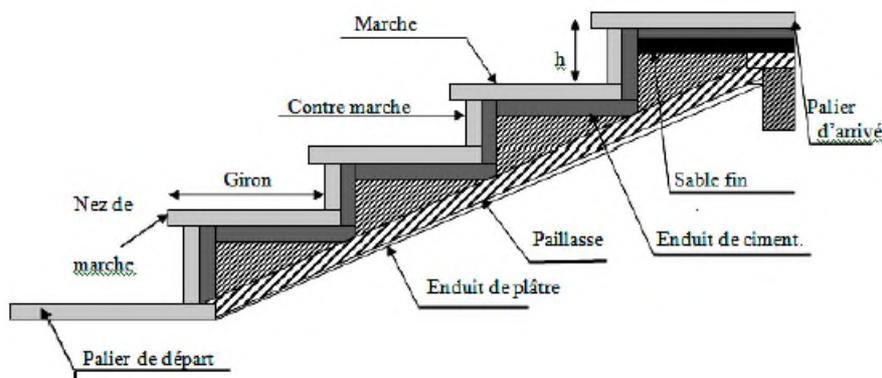


Figure II. 5: Détails d'un escalier.

Dans notre structure on a deux types d'escalier :

- **type 1 : Escalier à 4 volées :** RDC pour une hauteur de 3,91 m
- **type 2 : Escalier à 3 volées** du 1^{er} étage au dernier étage avec une hauteur de 3.06m (étage courant)

Dimensionnement :

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

$2h+g = m$ avec $59 \leq m \leq 66 \text{ cm}$ (1)

Avec :

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad ; \quad h = \frac{H_0}{n}$$

n : nombre de contre marche ; Soit : $2h+g=64cm$

n-1 : nombre de marche ;

Remplaçant dans (1) on trouve :

$$66 \times n^2 - (66 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0 \dots\dots\dots (2)$$

Type 1 : Escalier du RDC

- Escalier du RDC pour une hauteur de 3,91 m

1) Première volée :

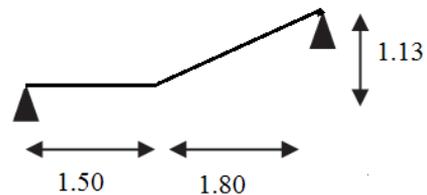


Figure II.6. Schéma statique de la 1^{er} volée du type 1 RDC

$L_0=1.80m$

$H_0 = 1.13m.$

$L_p = 1.50m.$

on remplace dans l'équation (2)

$(2) \rightarrow 64n^2 - 471n + 227 = 0$

Après résolution de l'équation (2) on trouve : $n=7$ (nombre de contre marche).

$n-1=6$ (nombre de marche).

Donc

$$h = \frac{113}{7} = 17 \text{ cm} \quad ; \quad g = \frac{180}{6} = 30 \text{ cm}$$

❖ Angle de raccordement (α) :

$$\text{tang } \alpha = \frac{H_0}{L_0} = \frac{113}{180} = 0.628 \rightarrow \alpha = 32.23^\circ$$

❖ Epaisseur de la paillasse (e) :

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

- $\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20}$
- $e \geq 11$ pour 2heure de coupe feu

La longueur de volée 1 est :

$$L_v = \frac{L_0}{\cos \alpha} = \frac{180}{\cos (32.23)} \rightarrow L = 2.13 \text{ m}$$

$$L' = L_v + L_p = 2.13 + 1.5 = 3.63 \text{ m}$$

Donc : $12.1 \text{ cm} \leq e \leq 18.15 \text{ cm}$ soit : $e = 15 \text{ cm}$.

2) 2^{eme} et 4^{eme} volée :

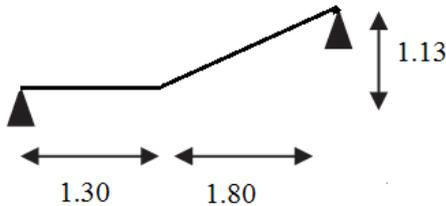


Figure II.7. Schéma statique de la 2eme volée du type 1 RDC

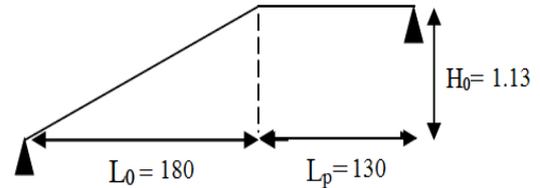


Figure II.8. Schéma statique de la 4eme volée du type 1 RDC

$L_0 = 1.80 \text{ m}$; $H_0 = 1.13 \text{ m}$; $L_p = 1.50 \text{ m}$.

Après calcul on trouve : $n = 7$ (nombre de contre marche).

$n - 1 = 6$ (nombre de marche).

Donc

$$h = \frac{113}{7} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{180}{6} = 30 \text{ cm}$$

❖ Angle de raccordement (α) :

$$\text{tang } \alpha = \frac{H_0}{L_0} = \frac{113}{180} = 0.628 \rightarrow \alpha = 32.23^\circ$$

❖ Epaisseur de la paillasse (e) :

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20}$$

$e \geq 11$ pour 2heure de coupe feu

• La longueur de volée 2 et 4 est :

$$L_v = \frac{L_0}{\cos \alpha} = \frac{180}{\cos (32.23)} \rightarrow L = 2.13 \text{ m}$$

$$L' = L_v + L_p = 2.13 + 1.30 = 3.43 \text{ m}$$

Donc : $11.43 \text{ cm} \leq e \leq 17.15 \text{ cm}$ soit : $e = 15 \text{ cm}$.

3) 3^{ème} volée :

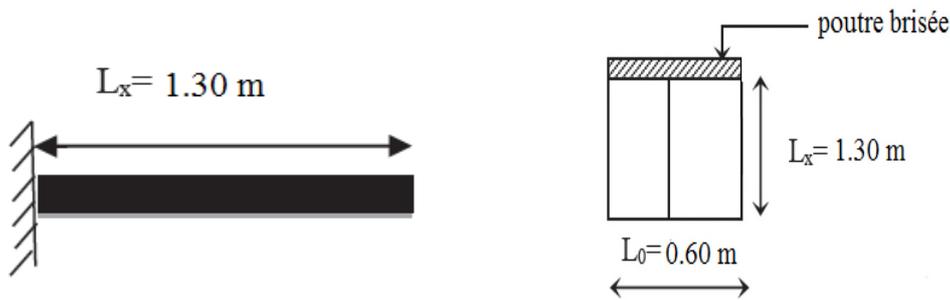


Figure II.9 Schéma statique de 3ème volée du type 1 RDC

$L_0 = 0.60 \text{ m}$; $H_0 = 0.51 \text{ m}$; $L_x = 1.30 \text{ m}$.

En remplace dans l'équation (2)

$$(2) \rightarrow 64n^2 - 296n + 102 = 0$$

Après calcul on trouve : $n=3$ (nombre de contre marche).

$$n-1=2 \text{ (nombre de marche).}$$

Donc

$$h = \frac{51}{3} = 17 \text{ cm}$$

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

❖ Angle de raccordement (α) :

$$\tan \alpha = \frac{H_0}{L_0} = \frac{51}{60} = 0.85 \rightarrow \alpha = 40.36^\circ$$

❖ Epaisseur de la paillasse (e) :

Pour une dalle sur un seul appui épaisseur e :

$$e \geq \frac{L_x}{20} \rightarrow e \geq \frac{130}{20} = 6.5 \text{ cm}$$

$e \geq 11$ pour 2heure de coupe feu

On opte pour $e = 15 \text{ cm}$ pour l'escalier a 4 volée RDC.

La longueur de volée 3 est :

$$L_v = \frac{L_0}{\cos \alpha} = \frac{60}{\cos (40.36)} \rightarrow L = 0.79 \text{ m}$$

❖ Palier inter étage :

La dalle d'un palier doit avoir une épaisseur au moins égale à celle de la paillasse.

C'est pourquoi nous allons adopter la même épaisseur : $e_p = 15 \text{ cm}$

Le tableau suivant résume les cas des autres types :

Tableau II.3 : Dimensionnement de la volée de l'escalier RDC+étage courant

	Volée	H _{volée} (m)	h (cm)	n	g (cm)	L ₀ (m)	L _v (m)	α (°)	e (cm)
RDC	1	1.13	17	6	30	1.80	2.13	32.23	15
	2	1.13	17	6	30	1.80	2.13	32.23	15
	3	0.51	17	2	30	0.60	0.79	40.36	15
	4	1.13	17	6	30	1.80	2.13	32.23	15
1^{er} au 7^{ème} étage	1	1.27	17	7	30	1.80	2.20	35.31	15
	2	0.51	17	2	30	1.80	0.79	40.36	15
	3	1.27	17	7	30	1.80	2.20	35.31	15

II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II.3.1 Les poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On a deux types (poutres principales, poutres secondaires).

❖ **Les poutres principales (Pp) :**

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

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10}$$

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis.

On a L_{max} = 460 – 40 = 420 cm

Donc

$$\frac{420}{15} \leq h_p \leq \frac{420}{10} \implies 28 \text{ cm} \leq h_p \leq 42 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

Alors, on prend : $\begin{cases} h_p = 40 \text{ cm} \\ b_p = 30 \text{ cm} \end{cases}$ (**h_p , b_p**) : dimensions de la poutre principale.

➤ Vérification des conditions :

Selon les recommandations du **RPA 99 (version2003)**, on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h / b = 40 / 30 = 1.33 < 4 \end{array} \right.$$

❖ **Les poutres secondaires (P_s) :**

On a $L_{max} = 465 - 30 = 435 \text{ m}$

Donc,

$$\frac{435}{15} \leq h_p \leq \frac{435}{10} \Rightarrow 29 \text{ cm} \leq h_p \leq 43.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

Alors, on prend : $\left\{ \begin{array}{l} h_s = 35 \text{ cm} \\ b_s = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$ (h_s, b_s) : dimensions de la poutre principale.

➤ Vérification des conditions :

Selon les recommandations du **RPA 99 (version2003)**, on doit satisfaire les condition suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h / b = 35 / 30 = 1.16 < 4 \end{array} \right.$$

Les conditions du RPA sont vérifiées, alors, les dimensions sont maintenues.

❖ **Poutre brisée (escalier) :**

La poutre brisée est une poutre inclinée qui suit la forme de la deuxième volée, elle se calcule en flexion simple et torsion.

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

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis.

L_p : Longueur du palier.

L_v : Longueur de la volée.

$$L_{max} = L_{p1} + L_{p2} + L_v$$

h : hauteur de la poutre brisée.

$$L_{max} = 1.45 + \frac{0.6}{\cos \alpha} + 1.45 = 1.45 + \frac{0.6}{\cos 40.36} + 1.45 = 3.69 \text{ m}$$

$$L_{max} = 3.69 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 24.6 \text{ cm} \leq h \leq 36.9 \text{ cm}$$

On opter pour $h=30\text{cm}$

$$\text{et } 0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 9 \leq b \leq 21$$

Soit : $h=30\text{cm}$ et $b=20\text{cm}$ (largeur de la poutre).

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Vérfié} \\ h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Vérfié} \\ h / b \leq 4 \dots\dots\dots\text{Vérfié} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 Art.7.5.1})$$

La poutre brisée est la poutre qui sert de système d’appui aux escaliers. Elle se calcule en flexion simple et torsion.

II.3.2. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant les trois critères suivants :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99 (version2003).

Nous fixons préalablement les dimensions des poteaux des différents étages comme suit :

Tableau II.4. Sections préalables des poteaux.

Etage	Sous-sol	RDC + 1 + 2 ^{èmes} étage	3 + 4 + 5 ^{èmes} étage	6 + 7 ^{èmes} étage
Sections (b x h)	45 x 40	40 x 40	40 x 35	35 x 35

II.3.3. Les voiles :

Les voiles sont des éléments résistant de type plan dont la capacité de reprendre les efforts horizontaux est très importante vu la grande inertie de leurs sections horizontales.

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

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- l'épaisseur minimale du voile est de 15cm.

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{20}, 15 \text{ cm} \right]$$

➤ $h_e = 320 - 20 = 300 \text{ cm}$ pour le sous-sol.

$$e \geq \max (15\text{cm} ; 15\text{cm}) \rightarrow e = 20\text{cm}$$

➤ $h_e = 391 - 20 = 371 \text{ cm}$ pour le RDC

$$e \geq \max (18.55\text{cm} ; 15\text{cm}) \rightarrow e = 20\text{cm}$$

➤ $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$ pour l'étage 1 au 7^{èmes}

$$e \geq \max (14.3\text{cm} ; 15\text{cm}) \rightarrow e = 15\text{cm}$$

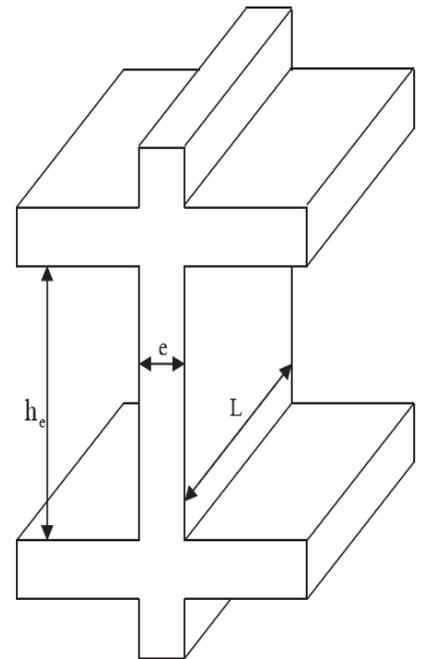


Figure II.10 coupe de voile

Donc on adopte des voiles de contreventement d'épaisseur :

$e = 20\text{cm}$ dans le sous-sol et RDC ; $e = 15\text{cm}$ pour les étage courants.

II.4. Evaluation des charges et surcharges

❖ Plancher terrasse inaccessible :

Référent	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.04	20	0.8
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.1	22	2.2
4	Isolation thermique	0.04	4	0.16
5	Plancher a corps creux	0.2	/	2.85
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
	Charge permanente totale	$G = 6.33 \text{ KN/m}^2$		
	Charge d'exploitation	$Q = 1 \text{ KN/m}^2$		

Tableau II.5 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.

❖ Plancher étage courants à usage d'habitation :

Référent	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
5	Plancher a corps creux	0.2	/	2.85
6	Cloison de séparation	/	/	1
	Charge permanente totale	G = 5.25 KN/m²		
	Charge d'exploitation	Plancher à usage d'habitation Q = 1.5 KN/m²		
		Plancher à usage service (crèche) Q = 2.5 KN/m²		

Tableau II.6 : Evaluation des charges et surcharge de plancher d'étage courant + sous-sol.

❖ Dalle pleine :

Référent	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.14	25	3.5
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
	Charge permanente totale	G = 4.9 KN/m²		
	Charge d'exploitation	Dalle pleine (hall)	Q = 1.5 KN/m²	
		Dalle pleine balcon	Q = 3.5 KN/m²	

Tableau II.7 : Evaluation des charges et surcharge de la dalle pleine.

❖ Les escaliers :

▪ Palier :

Référent	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4

3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en BA	0.15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale		$G = 5.15 \text{ KN/m}^2$		
Charge d'exploitation		$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$		

Tableau II.8 : Evaluation des charges et surcharge du palier.

- La volée :

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- Poids de la paillasse et de la couche d'enduit : $\gamma.e/\cos\alpha$
- Poids d'une marche : $\gamma.h/2$ $h=17 \text{ cm}$
- Poids du revêtement et du mortier de pose :

Horizontal: $\gamma.e$.

Vertical: $\gamma.e. (h/g)$.

- Escalier à deux type de volées :

N°	éléments		Densité (KN/m^3)	Epaisseur (m)	Volée RDC	Volée d'étage courant
1	Dalle		25	$0.15/\cos(\alpha)$	4.43	4.60
2	Revêtement en carrelage des marches	Horizontal	22	0.02	0.44	0.44
		Vertical	22	0.02	0.44	0.44
3	Mortier de pose carrelage	Horizontal	20	0.02	0.4	0.4
		Vertical	20	0.02	0.4	0.4
4	Enduit de plâtre		10	$0.02/\cos(\alpha)$	0.24	0.25
5	Poids des marches		22	$h/2$	1.87	1.87
Charge permanente (G)					8.22	8.40
Charge d'exploitation (Q)					$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$	

Tableau II.9. Evaluation des charges et surcharge de la volée.

❖ Murs extérieurs :

Tableau II.10 : Evaluation des charges des murs extérieurs.

Type de murs	Référent	Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
<i>Murs extérieurs</i>	1	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	2	Brique creuse	9	0.15	1.35
	3	Lame d'air	/	0.05	/
	4	Brique creuse	9	0.1	0.9
	5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Total	/	/	/	/	2.85

II.5. Descente de charges :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avère nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- ✓ le poids propre de l'élément.
- ✓ la charge de plancher qu'il supporte.
- ✓ la part de cloison répartie qui lui revient.
- ✓ les éléments secondaires (escalier, acrotère.....) .

La descente de charge se fait sur les poteaux les plus sollicités. En général, ces poteaux sont ceux qui ont la surface afférente la plus importante ainsi que les poteaux voisins des cages d'escalier.

Pour ce qui est de notre structure, la descente de charge a été faite sur les poteaux : **P1** et **P2** (voir la figure.II.2)

- **P1** est un poteau de la cage d'escalier le plus sollicité.
- **P2** est le poteau central le plus sollicité.

Condition de RPA99 (2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min (b, h)} \geq h_e / 20 \text{ cm} \\ 0.25 < b_h < 4 \end{array} \right.$$

II.5.1. Loi de dégression des charges (DTR.B.C2.2.art.6.3) :

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment. Q_0, Q_1, \dots, Q_n sont les charges d'exploitation respectivement des planchers d'étage 1, 2, ..., n numéroté à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- ✓ Sous la terrasse..... Q_0 .
- ✓ Sur le dernier étage..... Q_0+Q_1 .
- ✓ Sur l'étage immédiatement inférieur $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$.
- ✓ Sur l'étage immédiatement inférieur $Q_0+0.9 (Q_1+Q_2+Q_3)$.
- ✓ Pour $n \geq 5$ $Q_0+(3+n)/2 * n(Q_1+Q_2+\dots+Q_n)$.

II.5. Descente de charges pour le poteau P1 :

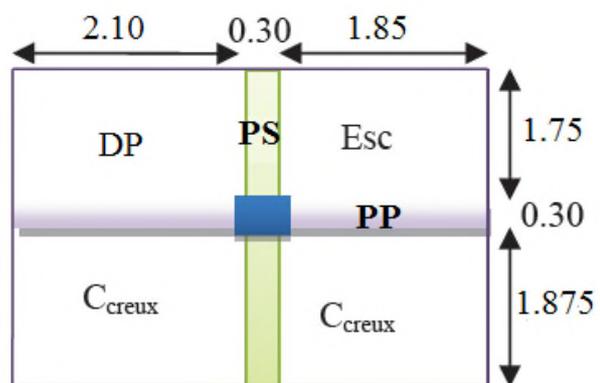
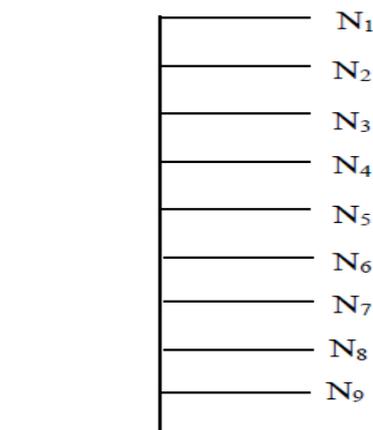


Figure II.11. Schéma statique de la descente de charge.

Figure II.12 Surface afférente (P1)

❖ Les surfaces afférentes et les charges revenant au poteau P1 :

Pour les charge permanentes (G) :

Surface corps creux de la terrasse inaccessible :

$$S_{cc} = (2.10 + 1.85) \times (1.75 + 1.875) = 14.32 \text{ m}^2$$

Surface corps creux de l'étage courant :

$$S_{cc} = 1.75 \times (1.85 + 2.10) = 7.41 \text{ m}^2$$

Surface de la dalle pleine :

$$S_{dp} = 2.10 \times 1.75 = 3.675 \text{ m}^2$$

Surface de la volée :

$$S_v = 1.85 \times 1.30 = 2.405 \text{ m}^2$$

Poids propre des poutres :

$$G_{pp} = 0.40 \times 0.30 \times 25 \times (1.85 + 2.10) = 11.85 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 0.35 \times 0.30 \times 25 \times (1.75 + 1.875) = 9.51 \text{ KN}$$

Poids propre des poteaux :

$$G_{poteau} = b \times h \times h_e \times \rho_{\text{béton}}$$

❖ **Evaluation des charges pour le poteau P1 :**

Etages	Niveau	Eléments	Poids propres (KN)	Surcharges Q (KN)
Etage 7	1	Plancher terrasse inaccessible	90.65	16.59
		Poutres (pp + ps)	21.36	
		Poteau (35x35)	9.37	
		SOMME	121.38	
Etage 6	2	Venant d'étage 7	121.38	42.63
		Plancher d'étage courant	38.90	
		Poutres (pp + ps)	21.36	
		Dalle pleine	18.01	
		Escalier	20.20	
		Poteau (35x35)	9.37	
		SOMME	229.22	
Etage 5	3	Venant d'étage 6	229.22	66.07
		Plancher d'étage courant	38.90	
		Poutres (pp + ps)	21.36	
		Dalle pleine	18.01	
		Escalier	20.20	
		Poteau (40x35)	10.71	
		SOMME	338.4	
		Venant d'étage 5	338.4	
		Plancher d'étage courant	38.90	
		Poutres (pp + ps)	21.36	

Etage 4	4	Dalle pleine	18.01	86.90
		Escalier	20.20	
		Poteau (40x35)	10.71	
		SOMME	447.58	
Etage 3	5	Venant d'étage 4	447.58	105.126
		Plancher d'étage courant	38.90	
		Poutres (pp + ps)	21.36	
		Dalle pleine	18.01	
		Escalier	20.20	
		Poteau (40x35)	10.71	
		SOMME	556.76	
Etage 2	6	Venant d'étage 3	556.76	120.75
		Plancher d'étage courant	38.90	
		Poutres (pp + ps)	21.36	
		Dalle pleine	18.01	
		Escalier	20.20	
		Poteau (40x40)	12.24	
		SOMME	667.47	
Etage 1	7	Venant d'étage 2	667.47	133.77
		Plancher d'étage courant	38.90	
		Poutres (pp + ps)	21.36	
		Dalle pleine	18.01	
		Escalier	20.20	
		Poteau (40x40)	12.24	
		SOMME	778.18	
RDC	8	Venant d'étage 1	778.18	148.04
		Plancher d'étage courant	38.90	
		Poutres (pp + ps) + Poutre (35x30)	31.47	
		Dalle pleine	36.02	
		Escalier	19.77	
		Poteau (40x40)	15.64	
		SOMME	919.98	
		Venant d'étage RDC	919.98	

Sous-sol	9	Plancher d'étage courant	75.18	165.61
		Poutres (pp + ps)	21.36	
		Poteau (45x40)	14.4	
		SOMME	1030.92	

Tableau II.11 : Evaluation des charges G et Q pour le poteau P1.

II.5.2. Descente des charges pour le poteau P2 :

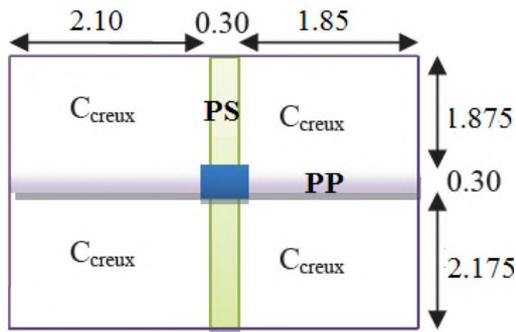


Figure II.13. Surface afférente (P2)

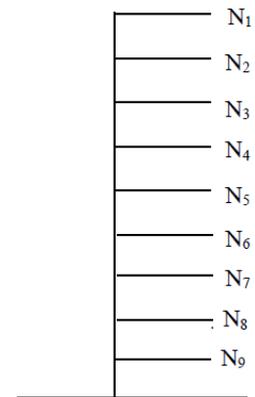


Figure. II.14. Schéma statique de la descente de charge

❖ **Les surfaces afférentes et les charges revenant au poteau P2 :**

- **Pour la charge permanente (G) :**

Surface corps creux de la terrasse inaccessible et l'étage courant :

$$S_{cc} = (2.10 + 1.85) \times (1.875 + 2.175) = 16 \text{ m}^2$$

- **Pour la surcharge d'exploitation (Q)**

$$S = 16 + 0.3 \times (2.10 + 1.85 + 1.875 + 2.175) = 18.40 \text{ m}^2$$

- **Poids propre des poutres :**

$$G_{pp} = 0.40 \times 0.30 \times 25 \times (1.85 + 2.10) = 11.85 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 0.35 \times 0.30 \times 25 \times (2.175 + 1.875) = 10.63 \text{ KN}$$

- **Poids propre des Poteau :**

$$G_{poteau} = b \times h \times h_e \times \rho_{b\acute{e}ton}.$$

❖ **Evaluation des charges pour le Poteau P2 :**

Etage	Poids propres G (KN)	Surcharges Q (KN)
Terrasse inaccessible	133.13	18.40
Etage 6	248.98	46
Etage 5	366.17	70.84
Etage 4	483.36	92.92
Etage 3	600.55	112.24
Etage 2	719.27	128.80
Etage 1	837.99	150.88
RDC	956.71	153.64
Sous-sol	1080.78	173.88
Nu = 1.35G + 1.5Q = 1719.87 KN		

Tableau II.12 : Les résultats de la décente de charge obtenus pour le poteau (P2)

Les calculs montrent que le **P2** est le plus sollicité. Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le CBA (Art B.8.1.1) nous exige de majorer l’effort Nu comme suit :

10 % ... poteaux internes voisin de rive dans le cas d’un bâtiment comportant au moins 3 travées.

11 %poteaux centraux dans le cas d’un bâtiment à 2 travées.

Dans notre cas, le portique a plus de deux travées, donc l’effort Nu sera majoré de 10%.

$$Nu' = 1.1 Nu = 1891.86 KN$$

II.6. Vérifications

❖ **Vérifications des poteaux à la compression simple :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{Nu'}{B^{calculé}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec,} \quad \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 MPa$$

$$\implies B^{calculé} \geq \frac{Nu'}{\overline{\sigma}_{bc}} = \frac{1891.86 \times 10^{-3}}{14.2}$$

$$\implies B^{calculé} \geq 0.133 m^2$$

Avec B : la section du poteau, $\gamma_b = 1.5$: coefficient de sécurité du béton.

Or, pour le poteau à la base $B = 0.45 \times 0.40 = 0.18 m^2$

Donc : $B = 0.18 m^2 \geq B^{calculé} = 0.133 m^2 \dots\dots\dots condition vérifiée$

Ce tableau résume les vérifications à la compression du poteau P2 à tous les niveaux :

Etage	N' _u	Comparaison (B > B ^{calculé})		Observations
		B (m ²)	B ^{calculé} (m ²)	
7	228.06	0.1225	0.016	Vérifiée
6	445.63	0.1225	0.031	Vérifiée
5	660.65	0.14	0.046	Vérifiée
4	871.12	0.14	0.061	Vérifiée
3	1077.01	0.14	0.076	Vérifiée
2	1280.63	0.16	0.090	Vérifiée
1	1493.37	0.16	0.105	Vérifiée
RDC	1674.22	0.16	0.118	Vérifiée
Sous-sol	1891.86	0.18	0.133	Vérifiée

Tableau II.13 : Vérification des poteaux (P2) à la compression simple.

❖ **Vérification au flambement :**

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante

$$:N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- $B_r = (b - 2) \times (h - 2)cm^2$: section réduite du poteau.
- α : coefficient réducteur qui en fonction de l'élancement (γ)
- A_s : section d'armature comprimée.
- $\gamma_s = 1.15$: coefficient de l'acier.
- $f_e = 400$ MPa

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

On calcul l'élancement

L_f : Longueur de flambement. $L_f = 0.7 \times L_0$; L_0 : Longueur du poteau. $L_0 = h_{poteau} - h_{pp}$

i : Rayon de giration. $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ I : moment d'inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

❖ **Vérification du poteau à la base :**

On a $L_0 = 3.20 - 0.4 = 2.80 \text{ m} \rightarrow L_f = 1.96 \text{ m}$

$$I = \frac{0.40 \times 0.45^3}{12} = 3.037 \times 10^{-3} \text{ m}^4 ; \quad i = \sqrt{\frac{3.037 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.40}} = 0.13 \text{ m}$$

Ce qui donne : $\lambda = 1.96/0.13 = 15.08 < 50$

Donc : $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.82$

Selon le BAEL :

$As \in [0.8\% Br ; 1.2\% Br]$; On prend $As = 1\% Br$

D'après la formule (1) : $Br \geq \frac{N'_u}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_{e-}}{100\gamma_s} \right)}$

Or dans notre cas : $Br_r = (0.45 - 0.02) \times (0.40 - 0.02) = 0.1634 \text{ m}^2$

$Br_r = 0.1634 > 0.105 \text{ m}^2$ condition vérifiée.

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

Ce tableau résume les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux :

Etage	N' _u	i(m)	λ	α	Comparaison (B > B ^{calculé})		Observations
					Br (m ²)	Br ^{calculé} (m ²)	
7	228.06	0.101	18.44	0.805	0.1089	0.013	Vérifiée
6	445.63	0.101	18.44	0.805	0.1089	0.025	Vérifiée
5	660.65	0.115	16.19	0.815	0.1254	0.037	Vérifiée
4	871.12	0.115	16.19	0.815	0.1254	0.049	Vérifiée
3	1077.01	0.115	16.19	0.815	0.1254	0.060	Vérifiée
2	1280.63	0.115	16.19	0.815	0.1444	0.071	Vérifiée
1	1493.37	0.115	16.19	0.815	0.1444	0.083	Vérifiée
RDC	1674.22	0.115	21.37	0.791	0.1444	0.096	Vérifiée
Sous-sol	1891.86	0.13	15.08	0.820	0.1634	0.105	Vérifiée

Tableau II.14 : Vérification des poteaux au flambement

❖ **Vérification des conditions du RPA 99/2003 :**

Notre projet est implanté dans la zone IIa, donc la section des poteaux doivent répondre aux exigences suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots(1) \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h_1}{b_1} \leq 4 \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \implies \text{les trois conditions sont vérifiées}$$

II.7. Conclusion :

Les conditions son vérifiées, donc on peut opter pour les dimensions qu'on a proposées, à savoir :

Les éléments		Les dimensions
Plancher à corps creux		(16+4) cm
Dalle pleine	Dalle pleine d'ascenseur	e= 14 cm
	Dalle des balcons	e= 12 cm
Escalier	RDC	e= 15 cm
	étages courants	e= 15 cm
poutres	Principales	(30 x 40) cm ²
	Secondaires	(30 x 35) cm ²
poteau	Sous-sol	(40 x45) cm ²
	RDC + 1+2 ^{èmes} étages	(40 x 40) cm ²
	3+4+5 ^{èmes} étages	(35 x 40) cm ²
	6+7 ^{èmes} étages	(35 x 35) cm ²

Tableau II.15 : Dimensions des éléments secondaire.

Chapitre III

III.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement.

Dans ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- ✓ Planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine).
- ✓ Dalle d'ascenseur
- ✓ Acrotère
- ✓ Escalier

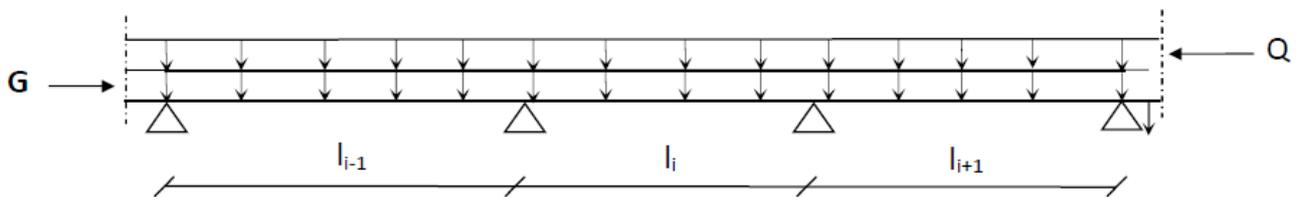
III.2. Calcul des planchers :

III.2.1. Plancher à corps creux :

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles.

III.2. 2. Etude des poutrelles :

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



III. 2. 3. Différents types de poutrelles :

Plancher étage courants + terrasse inaccessible	Types	Schéma statiques
	Types 1	
	Types 2	
	Types 3	

Tableau III.1. Différents types de poutrelles.

III. 2. 4. Méthode de calcul des sollicitations :

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

Types de poutrelle	Condition d'application de la méthode forfaitaire	Condition	Méthode adoptée
Type 1,2 et 3	Vérifiées	$Q \leq \min (2G ; 5KN/m^2)$ $L_i / L_{i+1} \in [0.8 ; 1.25]$ <i>F.P.N</i> <i>I = constant</i>	Méthode forfaitaire

Tableau III.2. Différents types de poutrelles.

- Calcul des charges revenant aux poutrelles :

A L'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \quad \text{et} \quad P_u = q_u \times l_0$$

A L'ELS :

$$q_s = G + Q \quad \text{et} \quad P_s = q_s \times l_0$$

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			qu (KN/m ²)	Pu (KN/ml)	qs (KN/m ²)	Ps (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.33	1	10.04	6.53	7.33	4.76
Etage courant	5.25	1.5	9.34	6.07	6.75	4.39
Sous-sol	5.25	2.5	10.84	7.05	7.75	5.04

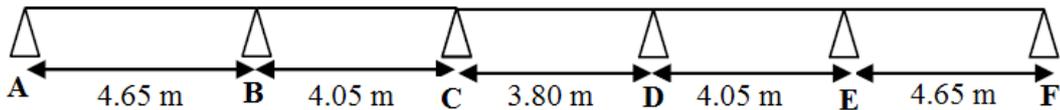
Tableau III.3. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

III.3. Calcul des sollicitations :

On prendra comme exemple la poutrelle types 1 du plancher terrasse accessible, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles sont résumés sur des tableaux.

- **Poutrelle type 1**

Etude d'une poutrelle à deux travées en appliquant la méthode forfaitaire :



a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

$Q = 1 \text{ KN} / \text{m}^2 \leq \min (2G ; 5\text{KN}/\text{m}^2) \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

$L_i / L_{i+1} = 4.65 / 4.05 = 1.15 \in [0.8 ; 1.25] \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

F.P.N. *vérifiée*

$I = \text{constant} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable pour la poutrelle de type 1.

b) Calcul des sollicitations :

A L'ELU : $P_u = 6.53 \text{ KN/m}$ **A L'ELS :** $P_s = 4.76 \text{ KN/m}$

❖ **Calcul des moments :**

- **Moments isostatique :**

A L'ELU :

M_0 : moment isostatique : $M_0 = Pl^2/8$

Travée A-B et E-F:

$$M_0^{AB} = M_0^{EF} = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{6.53 \times 4.65^2}{8} = 17.65 \text{ KN.m}$$

Travée B-C et D-E :

$$M_0^{BC} = M_0^{DE} = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{6.53 \times 4.05^2}{8} = 13.39 \text{ KN.m}$$

Travée C-D :

$$M_0^{CD} = \frac{6.53 \times 3.80^2}{8} = 11.79 \text{ KN.m}$$

A L'ELS:

Travée A-B et E-F:

$$M_0^{AB} = M_0^{EF} = 12.86 \text{ KN.m}$$

Travée B-C et D-E :

$$M_0^{BC} = M_0^{DE} = 9.76 \text{ KN.m}$$

Travée C-D :

$$M_0^{CD} = 8.59 \text{ KN.m}$$

• **Moment aux appuis :**

$M_A = M_F = 0$: les moments sur les appuis de rives sont nuls, mais le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égale à $-0.15 \times M_0$

$$\text{ELU} : M_A = M_F = -0.15 \times 17.65 = -2.65 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_A = M_F = -0.15 \times 12.86 = -1.93 \text{ KN.m}$$

A L'ELU :

$$M_B = M_E = -0.5 \times 17.65 = -8.83 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = -0.4 \times 13.39 = -5.36 \text{ KN.m}$$

A L'ELS:

$$M_B = M_E = -0.5 \times 12.86 = -6.43 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = -0.4 \times 9.76 = -3.90 \text{ KN.m}$$

• **Les Moments en travées :**

Les moments en travées sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

$$(a): M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 \times M_0 \end{array} \right.$$

$$(b) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots \dots \dots \text{Si c'est une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots \dots \dots \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 6.33} = 0.14 \rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.042 < 1.05 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.242 \end{cases}$$

➤ **Travée A-B et E-F:**

$$a) M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 \times M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t^{AB} \geq \text{Max}(1.05; 1 + 0.3\alpha)M_0^{AB} - (M_A + M_B)/2$$

ELU : $M_t^{AB} = M_t^{EF} \geq \text{Max} (1.05 ; 1.042) 17.65 - (0 + 8.83)/2 = 14.12 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$

ELS : $M_t^{AB} = M_t^{EF} \geq \text{Max} (1.05 ; 1.042) 12.86 - (6.43 + 0)/2 = 10.29 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$

b) $M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times \alpha) \times M_0}{2}$ dans une travée de rive

ELU: $M_t^{AB} = M_t^{EF} \geq 0.621 \times 17.65 = 10.96 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (3)$

ELS : $M_t^{AB} = M_t^{EF} \geq 0.621 \times 12.86 = 7.99 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (4)$

\implies **ELU:** $M_t^{AB} = M_t^{EF} \geq \text{Max} [(1) ; (3)] = 14.12 \text{ KN.m}$

\implies **ELS :** $M_t^{AB} = M_t^{EF} \geq \text{Max} [(2) ; (4)] = 10.29 \text{ KN.m}$

➤ **Travée B-C et D-E :**

a) $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 \times M_0 \end{array} \right.$

$$M_t^{BC} \geq \text{Max}(1.05; 1 + 0.3\alpha)M_0^{BC} - (M_B + M_C)/2$$

ELU : $M_t^{BC} = M_t^{DE} \geq \text{Max} (1.05 ; 1.042) 13.39 - (8.83 + 5.36)/2 = 6.96 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$

ELS : $M_t^{BC} = M_t^{DE} \geq \text{Max} (1.05 ; 1.042) 9.76 - (8.83 + 5.36)/2 = 3.153 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$

b) $M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times \alpha) \times M_0}{2}$ dans une travée intermédiaire

ELU: $M_t^{BC} = M_t^{DE} \geq 0.521 \times 13.39 = 6.98 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (3)$

ELS : $M_t^{BC} = M_t^{DE} \geq 0.521 \times 9.76 = 5.08 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (4)$

\implies **ELU:** $M_t^{BC} = M_t^{DE} \geq \text{Max} [(1) ; (3)] = 6.98 \text{ KN.m}$

\implies **ELS :** $M_t^{BC} = M_t^{DE} \geq \text{Max} [(2) ; (4)] = 5.08 \text{ KN.m}$

➤ **Travée C-D**

a) $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 \times M_0 \end{array} \right.$

$$M_t^{CD} \geq \text{Max}(1.05; 1 + 0.3\alpha)M_0^{CD} - (M_C + M_D)/2$$

ELU : $M_t^{CD} \geq \text{Max} (1.05 ; 1.042) 11.79 - (5.36 + 5.36)/2 = 7.02 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$

ELS : $M_t^{CD} \geq \text{Max} (1.05 ; 1.042) 8.59 - (3.90 + 3.90)/2 = 5.12 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$

b) $M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times \alpha) \times M_0}{2}$ dans une travée intermédiaire

$$\text{ELU: } M_t^{CD} \geq 0.521 \times 11.79 = 6.14 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (3)$$

$$\text{ELS : } M_t^{CD} \geq 0.521 \times 8.59 = 4.47 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (4)$$

$$\implies \text{ELU: } M_t^{CD} \geq \text{Max} [(1); (3)] = 7.02 \text{ KN.m}$$

$$\implies \text{ELS : } M_t^{CD} \geq \text{Max} [(2); (4)] = 5.12 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des efforts tranchants (ELU) :**

L'effort tranchants isostatique à L'ELU : $V_0 = Pu \times l / 2$

➤ **Travée A-B :**

$$V_A = \frac{P_u \times l_{AB}}{2} = \frac{6.53 \times 4.65}{2} = 15.18 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.1 \times \frac{P_u \times l_{AB}}{2} = -1.1 \times \frac{6.53 \times 4.65}{2} = -16.70 \text{ KN}$$

➤ **Travée B-C :**

$$V_B = 1.1 \times \frac{P_u \times l_{BC}}{2} = 1.1 \times \frac{6.53 \times 4.05}{2} = 14.55 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{P_u \times l_{BC}}{2} = -\frac{6.53 \times 4.05}{2} = -13.22 \text{ KN}$$

➤ **Travée C-D :**

$$V_C = \frac{P_u \times l_{CD}}{2} = \frac{6.53 \times 3.8}{2} = 12.40 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{P_u \times l_{CD}}{2} = -\frac{6.53 \times 3.8}{2} = -12.40 \text{ KN}$$

➤ **Travée D-E :**

$$V_C = \frac{P_u \times l_{DE}}{2} = \frac{6.53 \times 4.05}{2} = 13.22 \text{ KN}$$

$$V_D = -1.1 \times \frac{P_u \times l_{DE}}{2} = -1.1 \times \frac{6.53 \times 4.05}{2} = -14.55 \text{ KN}$$

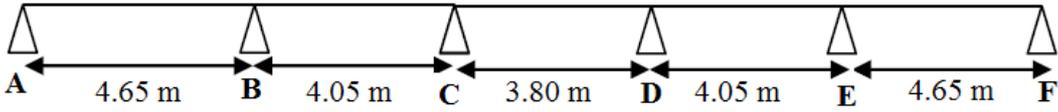
➤ **Travée E-F :**

$$V_E = 1.1 \times \frac{P_u \times l_{EF}}{2} = 1.1 \times \frac{6.53 \times 4.65}{2} = 16.70 \text{ KN}$$

$$V_F = -\frac{P_u \times l_{EF}}{2} = -\frac{6.53 \times 4.65}{2} = -15.18 \text{ KN}$$

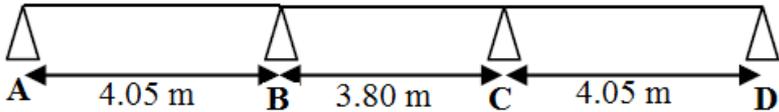
• **Calcul des poutrelles de l'étage courant et RDC et sous-sol+terrasse inaccessible :**

Les résultats obtenus pour les différents types de poutrelles sont résumés dans le tableau suivant :



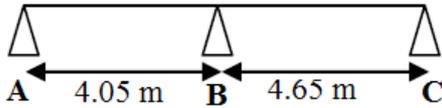
	Travée	L (m)	P (KN/m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
			P _u	P _s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
Terrasse inaccessible	A-B	4.65	6.53	4.76	-2.65	-1.93	-8.83	-6.43	14.12	10.29	15.18	-16.70
	B-C	4.05	6.53	4.76	-8.83	-6.43	-5.36	-3.90	6.98	5.08	14.55	-13.22
	C-D	3.80	6.53	4.76	-5.36	-3.90	-5.36	-3.90	7.02	5.12	12.40	-12.40
	D-E	4.05	6.53	4.76	-5.36	-3.90	-8.83	-6.43	6.98	5.08	13.22	-14.55
	E-F	4.65	6.53	4.76	-8.83	-6.43	-2.65	-1.93	14.12	10.29	16.70	-15.18
Plancher Etage courant	A-B	4.65	6.07	4.39	-2.46	-1.78	-8.21	-5.93	13.39	9.68	14.11	-15.52
	B-C	4.05	6.07	4.39	-8.21	-5.93	-4.98	-3.60	6.68	4.83	13.52	-12.29
	C-D	3.80	6.07	4.39	-4.98	-3.60	-4.98	-3.60	6.70	4.84	11.53	-11.53
	D-E	4.05	6.07	4.39	-4.98	-3.60	-8.21	-5.93	6.68	4.83	12.29	-13.52
	E-F	4.65	6.07	4.39	-8.21	-5.93	-2.46	-1.78	13.39	9.68	15.52	-14.11
Plancher sous-sol	A-B	4.65	7.05	5.04	-2.86	-2.04	-9.52	-6.81	16.12	11.52	16.39	-18.03
	B-C	4.05	7.05	5.04	-9.52	-6.81	-5.78	-4.13	8.19	5.85	15.70	-14.28
	C-D	3.80	7.05	5.04	-5.78	-4.13	-5.78	-4.13	8.16	5.74	13.39	-13.39
	D-E	4.05	7.05	5.04	-5.78	-4.13	-9.52	-6.81	8.19	5.85	14.28	-15.70
	E-F	4.65	7.05	5.04	-9.52	-6.81	-2.86	-2.04	16.12	11.52	18.03	-16.39

Tableau III.4. Sollicitation de la poutrelle type 1



	Travée	L (m)	P (KN/m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
			P _u	P _s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
Terrasse inaccessible	A-B	4.05	6.53	4.76	-2.01	-1.46	-6.69	-4.48	10.71	7.81	13.22	-14.54
	B-C	3.80	6.53	4.76	-6.69	-4.88	-6.69	-4.88	6.14	4.47	13.65	-13.65
	C-D	4.05	6.53	4.76	-6.69	-4.88	-2.01	-1.46	10.71	7.81	14.54	-13.22
Plancher Etage courant	A-B	4.05	6.07	4.39	-1.87	-1.35	-6.22	-4.50	10.15	7.34	12.29	-13.52
	B-C	3.80	6.07	4.39	-6.22	-4.50	-6.22	-4.50	5.84	4.22	12.69	-12.69
	C-D	4.05	6.07	4.39	-6.22	-4.50	-1.87	-1.35	10.15	7.34	13.52	-12.29

Tableau III.5. Sollicitation de la poutrelle type 2



Terrasse inaccessible	Travée	L (m)	P (KN/m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
			P _u	P _s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
	A-B	4.05	6.53	4.76	-2.65	-1.93	-10.59	-7.72	13.24	9.64	15.18	-17.46
	B-C	4.65	6.53	4.76	-10.59	-7.72	-2.01	-1.46	8.76	6.39	15.21	-13.22
Plancher Etage courant	A-B	4.05	6.07	4.39	-2.46	-1.78	-9.85	-7.12	12.57	9.08	14.11	-16.23
	B-C	4.65	6.07	4.39	-9.85	-7.12	-1.87	-1.35	8.35	6.03	14.14	-12.29

Tableau III.6. Sollicitation de la poutrelle type.

Type de poutrelle	Etat limites							
	ELU					ELS		
	M _{appui max} KN.m		M _{travée max} KN.m	V _{max} KN	M _{appui max} KN.m		M _{travée max} KN.m	
	Rive	inter			Rive	inter		
Terrasse inaccessible	1	-2.65	-8.83	14.12	16.70	-1.93	-6.43	10.29
	2	-2.01	-6.69	10.71	14.54	-1.46	-4.48	7.81
	3	-2.65	-10.59	13.24	17.46	-1.93	-7.72	9.64
Etage courant	1	-2.46	-8.21	13.39	15.52	-1.78	-5.93	9.68
	2	-1.87	-6.22	10.15	13.52	-1.35	-4.50	7.34
	3	-2.46	-9.85	12.57	16.23	-1.78	-7.12	9.08
Sous-sol	1	-2.86	-9.52	16.12	18.03	-2.04	-6.81	11.52

Tableau III.8. Sollicitation maximales aux états limites des différents niveaux.

III.3.1. Ferrailage des poutrelles :

➤ Exemple de calcul

On prend comme exemple de calcul pour, le ferrailage des poutrelles type (T1) du plancher étage courant qu'est sollicité par les sollicitations suivantes :

ELU

$$M_t = 13.39 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{inter}} = -8.21 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{rive}} = -2.46 \text{ KN.m}$$

$$V = 15.52 \text{ KN}$$

ELS

$$M_t = 9.68 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{inter}} = -5.93 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{rive}} = -1.78 \text{ KN.m}$$

❖ Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont

- $b = 65\text{cm}$; $b_0 = 10\text{cm}$; $d = 18\text{cm}$; $h = 20\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$

➤ Calcul à ELU

✓ Ferrailages longitudinales :

En travée

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

Le Moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02) \Rightarrow M_{tu} = 59,07 \text{ KN.m.}$$

$M_t = 13,39 \text{ KN.m} < M_{tu} = 59,07 \text{ KN.m} \Rightarrow$ calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^{\text{max}}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13,39 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,045 \rightarrow \mu_{bu} < 0,186$$

Donc on est dans le pivot A : $\varepsilon_{st} = 10\%$ $\rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$

$\mu_{bu} = 0,045 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ **pivot A** $\rightarrow A' = 0$ pas d'armature comprimée.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - \mu_{bu}}) = 0,058 \quad ; \quad Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,176$$

$$A_t = \frac{M_t}{f_{st} \times Z} = \frac{13,39 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 2,19 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{t \min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{t \min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_t = 2,19 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_s = 1\text{HA}10 + 2\text{HA}12 = 3,05 \text{ cm}^2$

En appui

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui donc le béton n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculé comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h_0) \rightarrow (0,10 \times 0,20) \text{m}^2$

➤ **Appuis intermédiaires**

$$M_u = -8.21 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.21 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.178 \rightarrow \mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - \mu_{bu}}) = 0.247 \quad ; \quad Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.162$$

$$A_{int} = \frac{M_u}{f_{st} \times Z} = \frac{8.21 \times 10^{-3}}{0.162 \times 348} = 1.456 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{t \min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{t \min} = 0.217 \text{ cm}^2 < A_t = 1.456 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_s = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$.

➤ **Appuis de rive**

$$M_u = -2.46 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.46 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.053 \rightarrow \mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - \mu_{bu}}) = 0.07 \quad ; \quad Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.175$$

$$A_{int} = \frac{M_u}{f_{st} \times Z} = \frac{2.46 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 0.404 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{t \min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{t \min} = 0.217 \text{ cm}^2 < A_t = 0.404 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_s = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$.

❖ **Vérifications à ELU**• **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad V_{\max} = 15.52 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{15.52 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.862 \text{ MPa} \quad \tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots c' \text{ est vérifiée}$$

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

• **Choix des armatures transversales :**

Donné par : $\Phi_t \leq \min (b_0/10 ; h/35 ; \Phi_L^{\min}) \Rightarrow \Phi_t \geq \min (10\text{mm} ; 5,71\text{mm} ; 10\text{mm})=5,714 \text{ mm}$

On adopte à un étrier $\Phi 6$. Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t=2\Phi 6= 0,57\text{cm}^2$.

• **Espacement St :**

$$st \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) \implies st \leq 16.2\text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$st \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{c28} \times K)} = \frac{0.8 \times 400 \times 0.57}{10(0.862 - 0.3 \times 2.1 \times 1)} = 78.63\text{cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$st \leq \frac{f_e \times A_t}{0.4 \times b_0} = \frac{400 \times 0.57}{0.4 \times 0.1} = 57\text{cm} \dots \dots \dots (3)$$

St= min (1; 2; 3); on adopt **St = 15cm**.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table -nervure :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right) \text{MPa}$

$b_1 = (b - b_0) / 2 \rightarrow b_1 = 27.5 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 15.52 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.013 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement à la jonction table-nervure.

• **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**

✓ **Appuis de rives :**

On doit vérifier que : $A_l \geq \gamma_s \times V_u / f_e$ (Art A.5.1,312)BAEL91/99.

$$A_l \geq 1,15 \times 16.70 \times 10 / 400 = 0,48 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.05 + 1.13 = 4.18\text{cm}^2. \Rightarrow A_l = 4.18 \text{ cm}^2 > 0,45\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Appuis intermédiaires :**

On doit vérifier que : $A_l \geq \gamma_s / f_e (V_u + M_u / 0,9d)$.

$$A_l \geq 1,15 \times 15,52 \times 10 / 400 = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 1,15 / 400 (15,52 - 8,21 / (0,9 \times 0,18)) \times 10 = -1,01\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la bielle :**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ (Art A.5, 313) BAEL91/99.

Soit : $a = 0,9d = 0,9 \times 18 = 16,20 \text{ cm}$

$$V_u = 15,52\text{KN} < 0,267 \times 0,162 \times 0,10 \times 25 = 108,13\text{KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

➤ **Etat limite de compression du béton**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

En travée

$M_{t\ ser} = 9.68\text{ KN.m}$

✓ **Position de l'axe neutre y :**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) + 15A'(h_0 - d') \dots \dots \dots (BAEL91.L.III.3)$$

$$H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = -1.205 \times 10^{-4}m < 0$$

Alors l'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera comme une section en Té.

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

$$5y^2 + 265.75y - 1263.5 = 0 \dots \dots \dots \text{solution d'équation: } y = 4.39\text{cm}$$

✓ **Calcul de moment d'inertie I :**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y - h_0)^3 + 15A(d - y)^2 \rightarrow I = 10306.37\text{cm}^4$$

✓ **Contrainte de compression :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{9.68 \times 10^{-3}}{10306.37 \times 10^{-8}} \times 0.0439 = 4.12\text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 4.12\text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Aux appuis

➤ **Appuis intermédiaires :**

$M_a^{\text{inter}} = -5.93\text{ KN.m}$

$$H = \frac{b_0 \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) + 15A'(h_0 - d') \dots \dots \dots (BAEL91.L.III.3)$$

$$H = \frac{0.1 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.26 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = -3.946 \times 10^{-4}m < 0$$

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section ($b_0 \times h$).

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

$$5y^2 + 253.9y - 1050.2 = 0 \dots \dots \dots \text{solution d'équation: } y = 3.85\text{cm}$$

✓ **Calcul de moment d'inertie I :**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y - h_0)^3 + 15A(d - y)^2 \rightarrow I = 8024.04\text{cm}^4$$

✓ **Contrainte de compression :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{5.93 \times 10^{-3}}{8024.04 \times 10^{-8}} \times 0.0385 = 2.84\text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 2.84\text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Type de poutrelle		A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	A _t (cm ²)
Plancher d'étage courant	Travée	2.19	1.41	1HA10+2HA12=3.05	2Φ6= 0,57
	Appuis Int	1.456	0.217	2HA12=2.26	
	Appuis de rive	0.404	0.217	1HA12=1.13	
Terrasse inaccessible	Travée	2.31	1.41	1HA10+2HA12=3.05	2Φ6= 0,57
	Appuis Int	1.58	0.217	2HA12=2.26	
	Appuis de rive	0.435	0.217	1HA12=1.13	
Sous-sol	Travée	3.11	1.41	3HA12=3.39	2Φ6= 0,57
	Appuis de rive	0.47	0.217	1HA10=0.79	

Tableau III.9. Ferrailage des différents types de poutrelles.

Plancher	Bielle	Cisaillement	Armatures longitudinale aux appuis		Jonction table nervure
			Rive	Intermédiaire	
	$V_u = 0.267a. b_0 f_{c28}$	$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$	$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$	$A_l \geq (V_u + \frac{M_u}{0.9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$	$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0.9dbh_0} \leq \bar{\tau}_u$
Etage courant	15.52 ≤ 108.13	0.862 ≤ 3.33	4.18 ≥ 0.45	5.31 ≥ -1.01	1.013 ≤ 3.33
Terrasse inaccessible	16.40 ≤ 108.13	0.93 ≤ 3.33	4.18 ≥ 0.48	5.31 ≥ -1.09	1.09 ≤ 3.33
Sous-sol	18.03 ≤ 108.13	1 ≤ 3.33	44.18 ≥ 0.52	/	1.18 ≤ 3.33
Observ	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.10. Vérification au cisaillement.

➤ **Etat limite de déformation**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

➤ **Evaluation de la flèche BAEL 91(Article B.6.5) et le CBA 93**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

On a :

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{465} = 0.043 < \frac{1}{16} = 0.062 \quad \text{la condition n'est pas satisfaite}$$

Donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{465}{500} = 0.93cm$$

$\Delta f_t = 12,66mm > f_{adm}=9,30mm$ la condition de la flèche n'est pas vérifié.

Solution adoptée : La condition de la flèche n'est pas vérifiée, donc on augmente la section de ferrailage

$$2HA12+1HA14=3.8cm^2 \implies \Delta f_t = 9.08mm < f_{adm}=9,30mm$$

Plancher	Données (KN/m)			Moments (KN.m)			Contrainte (MPa)			Flèches (mm)			
	q_{jser}	q_{gser}	q_{pser}	M_{jser}	M_{gser}	M_{pser}	σ_{sj}	σ_{sg}	σ_{sp}	f_{ji}	f_{gi}	f_{gv}	f_{pi}
Etage courant	2.5	3.41	4.39	6.15	9.22	11.85	121.9	182.8	235.1	4.9	8.1	14.8	10.9
Terrasse inaccessible	1.85	4.11	4.76	5	11.12	12.87	80.35	178.4	206.6	3.1	8.2	15.64	9.75
Sous-sol	2.5	3.41	5.03	6.75	9.21	13.61	108.4	147.9	218.5	4.5	6.6	12.72	10.3

Tableau III.11. Evaluation de la flèche

III.3.2. Etude de la dalle de compression :

On utilise un treillis soudé de nuance $f_e = 235$ MPa

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.1cm^2$$

On choisit : $5\Phi 6 = 1.41$ cm²/ml ; (st = 20cm) ≤ 20cm.....vérifiée.

Armatures parallèle aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.1}{2} = 0.55$$
 cm²/ml

On choisit $4\Phi 6 = 1.13$ cm²/ml ; (st = 25 cm) ≤ 33cm.....vérifiée

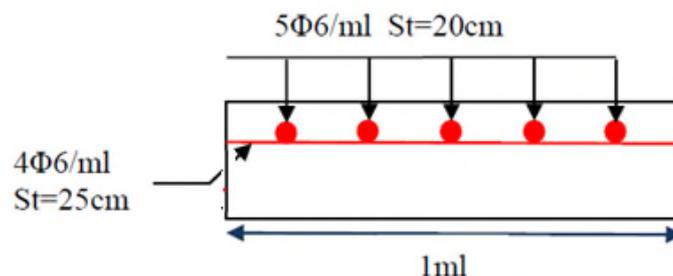


Figure III.1 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Etage courant			
Terrasse inaccessible			

Tableau III.12. Les schémas de ferrailage des poutrelles.

III.3.3. Etude des planchers dalles pleines :

Dans notre étude on prend les panneaux de dalle les plus sollicités et on ferraille les autres panneaux qui sont identiques avec celui qu'on a trouvé

- ✓ **Remarque :** pour les différents panneaux des dalles, leur localisation, leur ρ , sont déjà faits dans le pré dimensionnement.

❖ Exemple de calcul :

➤ Dalle sur 3 appuis :

✓ Caractéristique de la dalle :

$L_x=1,50m$; $L_y=3,75m$;

$G = 4.9 \text{ KN/m}^2$; $Q=3.5\text{KN/m}^2$

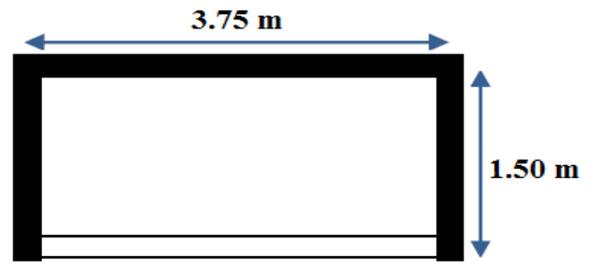


Figure III.2. Panneau dalle sur 3 appuis

❖ Calcul à l'ELU

✓ Calcul de chargement.

$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1ml = 11.87\text{KN/ml}$.

$L_x = 1.5 < \frac{L_y}{2} = 1.875 \rightarrow$ dalle travaille dans les 2 sens

Donc
$$\left\{ \begin{aligned} M_0^x &= \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \\ M_0^y &= \frac{P \times l_x^3}{6} \end{aligned} \right.$$

Alors $M_0^x = 23.37 \text{ KN.m}$ et $M_0^y = 6.67 \text{ KN.m}$

✓ Calcul des moments corrigés (réels) :

Moments en travées $\left\{ \begin{aligned} M_x^t &= 0.85M_x^0 = 19.86 \text{ KN.m} \\ M_y^t &= 0.85M_y^0 = 5.67 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$ Moments aux appuis $\left\{ \begin{aligned} M_x^a &= -0.3M_x^0 = -7.01 \text{ KN.m} \\ M_y^a &= -0.3M_y^0 = -7.01 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$

✓ Calcul de la section d'armatures :

- Le ferrailage de la dalle plein se fera à la flexion simple pour une longueur de 1ml
- F.P.N $c \geq 2\text{cm}$ soit $c = 2\text{cm}$ qui donne $d=e-c=10 \text{ cm}$.

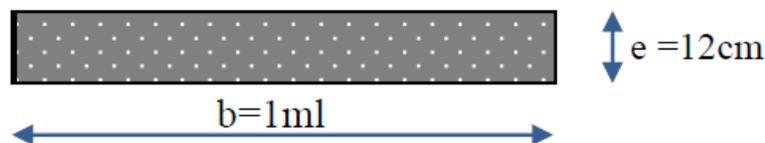


Figure III.3 : Section de la dalle pleine à ferrailier.

• Condition de non fragilité :

Pour $e \geq 12 \text{ cm}$ et $\rho = 0,40 \leq 0,4$ donc $\implies A_{x,y}^{min} = \rho_0 \times b \times e \rightarrow A_x^{min} = 0.96\text{cm}^2$

Position	Sens	M KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{Cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{Choisit}$ (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	19.86	0.14	0.19	0.09	6.15	0.96	5HA14=7.7	20
	Selon y	5.67	0.04	0.05	0.10	1.66	0.96	5HA8=2.51	20
En appuis	x = y	-7.01	0.05	0.06	0.09	2.24	0.96	5HA8=2.51	20

Tableau III.13. Ferrailage de dalles sur 3 appuis de l'étage courant.

• **Vérification de ferrailage longitudinale**

$$A_{ty} \geq A_{tx} / 4 = 1.54 \text{ cm}^2 \quad A_{ay} \geq A_{ax} / 4 = 0,56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{OK}$$

• **Vérification sur le diamètre des barres :**

$$\phi = \frac{e}{10} = \frac{120}{10} \rightarrow \phi \leq 12\text{mm}$$

• **L'espace St :**

Charge répartie et F.P.N Selon x : $\Rightarrow St \leq \min (3e ; 33 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{OK}$

Selon y : $\Rightarrow St \leq \min (3e ; 33 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{OK}$

➤ **Vérification à l'ELU**

• **Cisaillement :**

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \rightarrow V_u^x = 8.68 \text{KN} ; V_u^y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \rightarrow V_u^y = 0.56 \text{KN}$$

$$\tau_{bu}^{max} = 0.096 < \frac{V_{max}}{b \times d} = 0.096 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = 0.096 \times f_{c28} \times \left(\frac{1}{15}\right) = 1.6 \text{MPa} \dots\dots\text{vérifiée}$$

• **Vérification à l'ELS :**

$$q_u = (G + Q) \times 1 \text{ml} = 8.4 \text{KN/ml.} \quad \text{Donc : } M_{0x} = 16,54 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 4,73 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des moments corrigés (réels) :**

$$\text{Moments en travées} \begin{cases} M_x^t = 0.85M_x^0 = 14.06 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85M_y^0 = 4.02 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{Moments en appuis} \begin{cases} M_x^a = -0.3M_x^0 = -4.96 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.3M_y^0 = -4.96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Calcul de la section d'armatures :**

$$\text{Calcul de } y : \quad \frac{b}{3} y^2 + 15Ay - 15Ad_x = 0 \quad \text{Calcul de } y : \quad \frac{b}{3} y^3 + 15A(d_x - y)^2.$$

$$\text{Vérification de } \sigma_{bc} : \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc}^{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Position	Sens	Mser KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^{adm} (MPa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{adm}$
En travée	Selon x	14.06	3.79	5361.49	9.94	15	Vérifiée
	Selon y	4.02	2.39	2407.92	3.99	15	Vérifiée
En appuis	x = y	-4.96	2.39	2407.92	4.92	15	Vérifiée

Tableau III.14. Vérification des états limite de compression du béton

➤ Etat limite de déformation (la flèche) :

Sens x-x

1. $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \leftrightarrow \frac{12}{150} = 0.08 > 0.04 \rightarrow$ la condition vérifiée

2. $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \leftrightarrow \frac{7.7}{100 \times 10} = 0.007 > 0.005 \rightarrow$ la condition non vérifiée

Sens Y-Y

1. $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \leftrightarrow \frac{12}{375} = 0.03 < 0.05 \rightarrow$ la condition non vérifiée

2. $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \leftrightarrow \frac{2.51}{100 \times 10} = 0.002 < 0.007 \rightarrow$ la condition vérifiée

Donc on doit vérifier la flèche selon les deux sens (x et y)

- **Vérification de la flèche :** après calcul les résultats sont résumées dans le tableau :

sens	$f_{gv}(mm)$	$f_{ji}(mm)$	$f_{pi}(mm)$	$f_{gi}(mm)$	$\Delta f_t \leq f_{adm}$	observation
x-x	0.006	0.001	0.003	0.001	$0.005 \leq 3$	Vérifiée
y-y	0.01	0.002	0.006	0.003	$0.01 < 7.5$	Vérifiée

Tableau III.15. Vérification de la flèche

➤ Schéma de ferrailage :

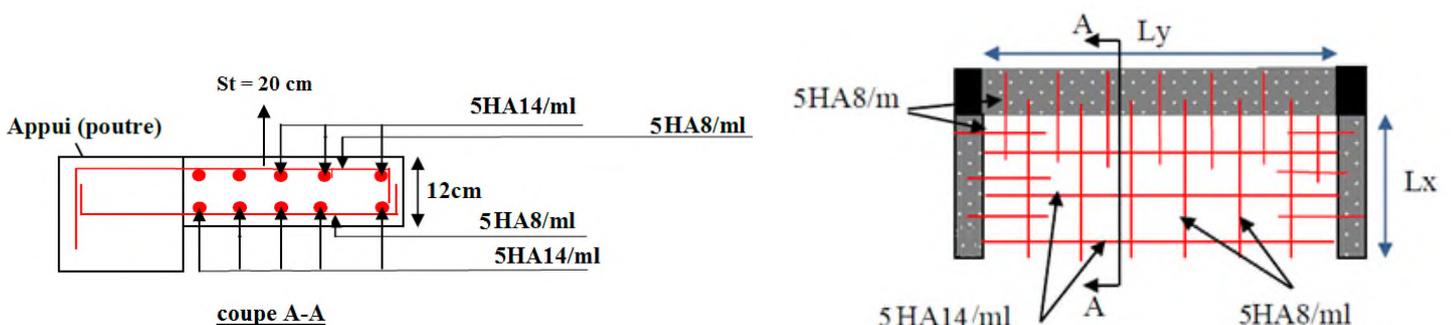


Figure III.4 Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis

➤ **Dalle sur 4 appuis :**

✓ Caractéristique de la dalle :

$L_x=3.50m ; L_y=4.20m ;$

$G = 4.9 KN/m^2 ; Q=1.5KN/m^2$

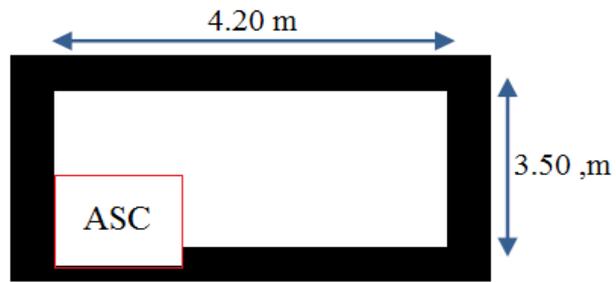


Figure III.5. Panneau dalle sur 4 appuis

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.83 > 0.4 \rightarrow$ la dalle se porte dans les deux sens l_x et l_y

$q_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow q_u = 8.856KN/m^2$

$q_s = G + Q \rightarrow q_u = 8.856KN/m^2$

Exemple de calcul des moments isostatiques : (ELU)

On a :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases}$$

Pour le panneau de dalle $\rho = 0.83 \rightarrow$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0528 \times 8.887 \times 3.5^2 = 5.74KN.m \\ M_0^y = 0.6494 \times 5.74 = 3.73KN.m \end{cases}$$

Les moments corrigés :

✓ **En travées :**

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

✓ **En appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0.3M_0 \rightarrow \text{pour une travée de rive} \\ -0.5M_0 \rightarrow \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

On a : ELU $\begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.6494 \end{cases}$

ELS $\begin{cases} \mu_x = 0.0956 \\ \mu_y = 0.7518 \end{cases}$ [Annexe III]

Un résumé des calcul est présenté dans les tableaux suivants :

sens	Chargement				Les moments			
	G (Kn/m ²)	Q (Kn/m ²)	Pu(KN)		Mt _x (KN.m)		Max(KN.m)	
			ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
Selon x-x	4.9	4.9	8.85	6.4	4.3	5.62	2.87	3.74
Selon y-y	1.5	1.5	8.85	6.4	2.8	4.22	1.86	2.81

Tableau III.16 Calcul des sollicitations

sens	A _{cal} (cm ² /ml)		A _{min} (cm ² /ml)		A _{choisit} (cm ² /ml)		St(cm)	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
Selon x-x	0.96	0.64	1.3	1.3	4HA8=2.01	3HA8=1,51	25	33
Selon y-y	0.62	0.41	1.2	1.2	3HA8=1.51	3HA8=1,51	25	33

Tableau III.17 Calcul des ferrailages

sense	Effort tranchant		Contraintes						f _{cal} (mm)	f _{adm} (mm)
			Béton			Acier				
	τ _u (Mpa)	τ _u ^{adm} (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)		σ _{bc} ^{adm} (Mpa)	σ _{st} (Mpa)		σ _{st} ^{adm} (Mpa)		
		travée	Appui		travée	Appui				
Selon x-x	0.1	1.25	2.17	1.7	15	pas nécessaire			pas nécessaire	
Selon y-y	0.1	1.25	2.11	1.41	15	pas nécessaire			4.41 / 8.4	

Tableau III.18 Vérifications nécessaires

➤ Schéma de ferrailage :

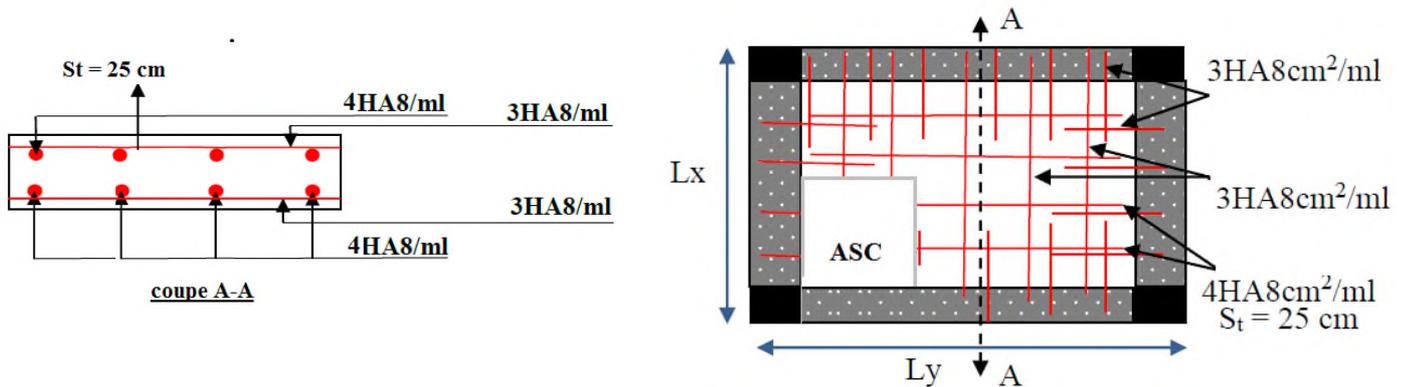


Figure III.6. Ferrailage de la dalle sur 4 appuis

III.4. Etude des escaliers

III.4.1. Etude des volées 1 et 3

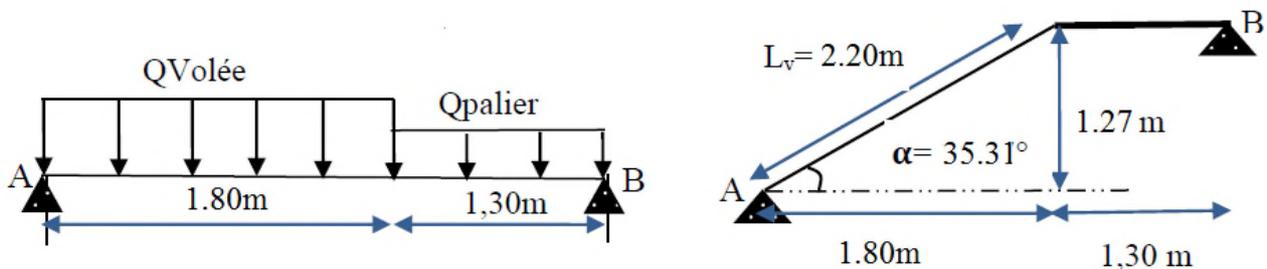


Figure III.7 Schéma statique de l'escalier (la partie AB).

❖ Les charges

Volée: $\begin{cases} G_v = 8.40 \text{KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{KN/m}^2 \end{cases}$

Palier: $\begin{cases} G_p = 5.15 \text{KN/m}^2 \\ Q_p = 2.5 \text{KN/m}^2 \end{cases}$

❖ Combinaison de charges :

- Sur la volée 1 et 3

ELU : $q_v^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 15.09 \text{KN/ml}$; ELS : $q_v^s = G + Q = 10.90 \text{KN/ml}$.

- Sur la palier :

ELU : $q_p^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 10.70 \text{KN/ml}$; ELS : $q_p^s = G + Q = 7.65 \text{KN/ml}$.

Réaction d'appuis : le calcul se fera par la méthode RDM.

ELU

$$\sum F_v \rightarrow R_A + R_B = 41.07 \text{ KN} \quad \sum M/A = 0 ; R_B^u = 18.88 \text{ KN} ; R_A^u = 22.19 \text{ KN}$$

ELS

$$\sum F_v \rightarrow R_A + R_B = 29.56 \text{ KN} \quad \sum M/A = 0 ; R_B^s = 13.55 \text{ KN} ; R_A^s = 16.01 \text{ KN}$$

➤ Effort tranchant et moment fléchissant :

✓ Tronçon 1 :

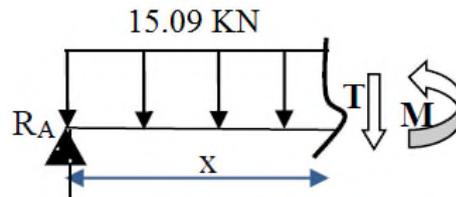
$$0 \leq x \leq 1.8\text{m}$$

$$T(x) = R_A - 15.09x = 22.19 - 15.09x$$

$$T(0) = 22.19 \text{ KN} ; T(1.8) = -4.97 \text{ KN}$$

$$M(x) = -7.54x^2 + 22.19x \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \quad \begin{cases} T(\text{max}) = 22.19 \text{ KN} \\ M(1.47) = 16.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M(1.8) = 15.51 \text{ KN.m}$$



✓ Tronçon 2 :

$$1.8 \leq x \leq 3.1\text{m}$$

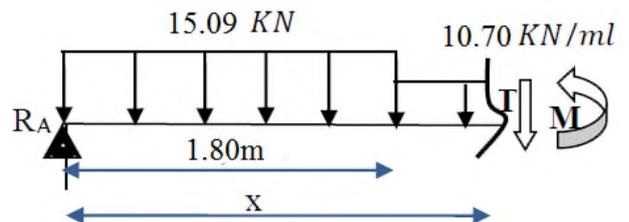
$$T(x) = R_A - 15.09x = 22.19 - 15.09 \times 1.8 - 10.7(x - 1.8)$$

$$T(1.8) = -5.03\text{KN} \quad ; \quad T(3.1) = -18.94\text{KN}$$

$$M(x) = -5.35x^2 + 14.23x + 7.11$$

$$M(1.8) = 15.49 \text{ KN.m} \quad \begin{cases} T(\text{max}) = -18.94 \text{ KN} \\ M(\text{max}) = 15.49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M(3.1) = 0 \text{ KN.m}$$



$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.33\text{m}$$

On trouve : $M_{\text{max}}(1.33) = 16.65\text{KN.m}$; $V_{\text{max}} = R_A = 22.19 \text{ KN}$.

➤ Calcul des moments réels :

$$M_t^{\text{max}} = 0.75 \times 16.65 = 12.49 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_t^{\text{min}} = -0.5 \times 16.65 = -8.33 \text{ KN.m}$$

➤ Ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$.

Soit FPN ; $e = 15\text{cm}$; $C=2\text{cm}$. $d=13 \text{ cm}$.

Zone	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	12.49	0.05	0.069	0.127	2.83	1.57	4HA10=3.14	25

En appui	8.33	0.01	0.05	0.126	1.90	1.57	4HA8=2.05	25
----------	------	------	------	-------	------	------	-----------	----

Tableau III.19. Résultats des ferrillages de la volée 1 et 3 de l'étage courant

$A_{cal} > A_{min}$ la condition est vérifiée, donc le ferrillage est satisfait.

➤ **Vérifications**

❖ **Calcul à ELU :**

- **Vérification de l'effort tranchant :** $V^{max} = 22.19 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{22.19 \times 10^{-3}}{100 \times 13} = 0.171 \text{ MPa} \leq \tau^{adm} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée}$$

donc on a pas besoin des armateurs transversales.

- **Calcul des armatures de répartition :** on a une charge répartie donc :

En travée : $A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = 0,785 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; On choisit : 3HA8 = 1,51 cm² / ml ; st = 33cm

En appuis : $A_{ra} \geq \frac{A_a}{4} = 0,50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; On choisit : 3HA8 = 1,51 cm² / ml ; st = 33cm

➤ **Vérification des espacements :** on a FPN donc :

a) **Sens principale :**

En travée : St = 25cm ≤ min (3e, 33cm) = 33cm vérifiée.

En appuis : St = 25cm ≤ min (3e, 33cm) = 33cmvérifiée.

b) **Sens secondaire :**

Armature de répartition : St = 33 cm ≤ min (4e, 45cm) = 45cm ... Vérifiée.

❖ **Calcul à l'ELS**

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

En appliquant la méthode des sections de la même manière qu'à l'ÉLU, on aura :

$$M_0^{max}(1.33) = 12.01 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2 ; M_{tser}^{max} = 0.75 \times 12.01 = 9.01 \text{ KN.m} ; Y = 3.06 \text{ cm} ; I = 5608.74 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.01 \times 3.06 \times 10^3}{5608.74 \times 10^8} = 4.92 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **En appui :**

$$A_s = 2.05 \text{ cm}^2 ; M_{tser}^{max} = -0.5 \times 12.01 = 6.01 \text{ KN.m} ; Y = 2.54 \text{ cm} ; I = 3910.64 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.01 \times 2.54 \times 10^3}{3910.64 \times 10^8} = 3.90 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$1. \frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_x^t}{10 \times M_{0x}}\right) \leftrightarrow \frac{15}{310} = 0.048 < 0.06 \rightarrow \text{la condition non vérifiée}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{4.2}{f_e} \leftrightarrow \frac{3.14}{100 \times 10} = 0.00314 < 0.0105 \rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

la premières conditions n'est pas vérifiées.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible est : $f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{310}{500} = 0.62cm$

Données (KN/m)			Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches (mm)	
	Volée	Palier						
J	6.47	3.75	Mj	0	σstj	150.61	fji	0.08
G	8.4	5.11	Mg	8.35	σstg	197.97	fgi	0.18
P	10.9	7.61	Mp	21.18	σstp	265.29	fgv	0.41
							fpi	0.40

Tableau III.20. Vérification de la flèche.

Après le calcul, on trouve : $f = 0.56mm < f_{adm} = 6.2mm$ c'est vérifiée.

❖ **Schéma de ferrailage:**

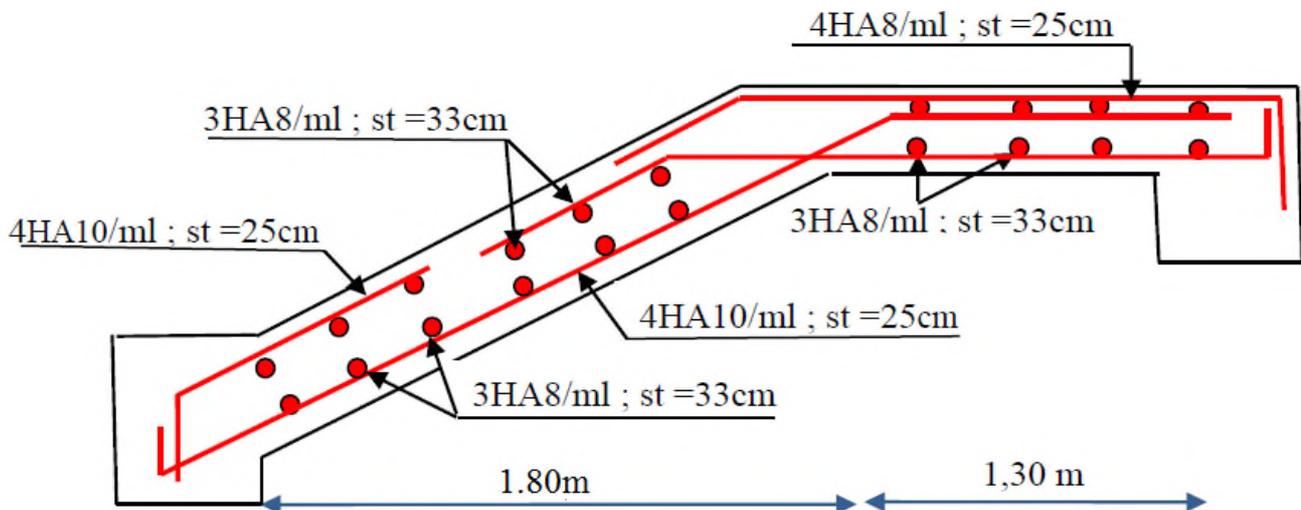


Figure III.8. Schéma de ferrailage de l'escalier droit des volées 1 et 3

III.4.2. Etude du console (volées 2) :

• **Les charges :**

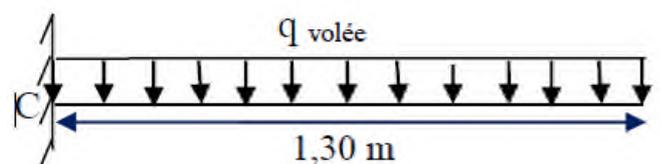
$$G_v = 8.40KN/m^2; Q_v = 2,5 KN/m^2$$

• **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1,35 \times G_v + 1,5 \times Q_v = 15.09 KN / ml$$

$$q_s = G_v + Q_v = 10.90 KN / ml$$

Par la méthode de RDM on trouver :



1. Calcul des moments à L'ELU et L'ELS :

$$M_u = - \left[\frac{15.09 \times 1.3^2}{2} \right] = -12.75 \text{ KN.m} ; \quad M_u = - \left[\frac{10.90 \times 1.3^2}{2} \right] = -9.21 \text{ KN.m}$$

2. Calcul l'effort tranchant :

$$V_u = R_C^U = 15.09 \times 1.3 = 19.62 \text{ KN} \quad V_s = R_C^S = 10.90 \times 1.3 = 14.17 \text{ KN}$$

- **Ferraillage**

✓ **Ferraillage longitudinale :**

Zone	Mu (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	12.75	0.05	0.068	0.126	2.91	1.57	5HA10=3.93	20

Tableau III.21. Résultats des ferraillages de la volée 2 de l'étage courant.

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_t \text{ adopté}}{4} = \frac{3.83}{4} = 0.98 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \quad \text{soit } A_r = 3HA8 = 1.51 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \text{ et } St = 33 \text{ cm}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :** V = 19.62 KN

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d} = \frac{19.62 \times 10^{-3}}{100 \times 13} = 0.152 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{bu} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée}$$

- **Espacement des armatures :**

Armatures principales : St = 20cm ≤ min (3e, 33cm) = 33cm Vérifiée.

Armatures secondaires : St = 33cm ≤ min (4e, 45cm) = 45cm Vérifiée.

❖ **Calcul à l'ELS**

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on ne vérifie que :

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

As = 3,93cm²; M_{ser} = 9.21 KN.m; y = 3,37cm; I = 6742,59cm⁴

$$\sigma_{bc} = \frac{9.21 \times 3.37}{6742.59 \times 10^{-8}} \times 10^3 = 4.60 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$1. \quad \frac{h}{l_x} \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \right) \leftrightarrow \frac{15}{130} = 0.115 > 0.05 \rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

$$2. \quad \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \leftrightarrow \frac{3.93}{100 \times 10} = 0.0026 < 0.005 \rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

Les conditions de flèche sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

❖ Schéma de ferrailage :

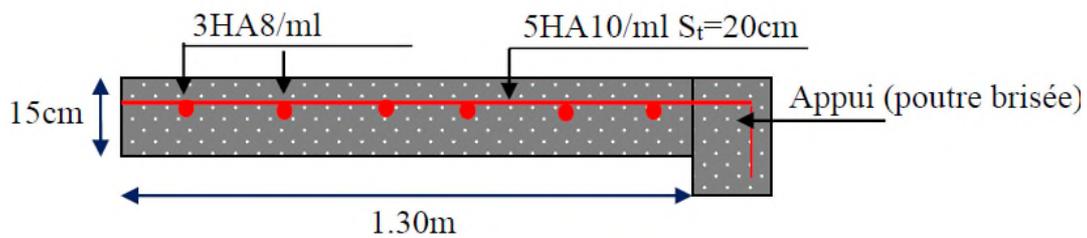


Figure III.9. Schéma de ferrailage de la console.

III.5. Etude de la poutre brisée (35×30).

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

• Dimensionnement

$$L = 1.45 + (0.6 / \cos 40.36) + 1.45 = 3.69 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{369}{15} \leq h \leq \frac{369}{10}$$

$$24.6 \leq h \leq 36.9 \rightarrow \text{soit :}$$

$$h = 35 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

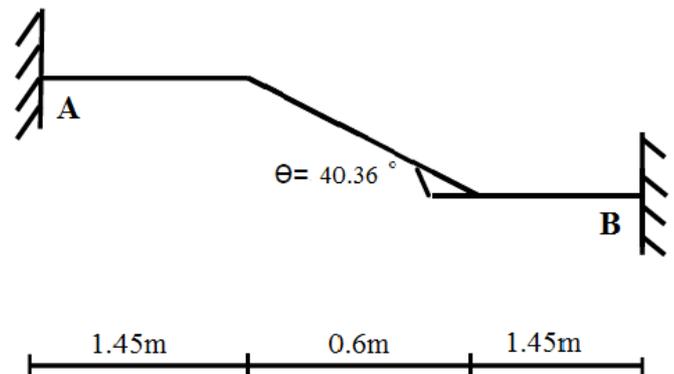


Figure III.10: Poutre brisée

✓ Vérification des conditions du RPA

$b \geq 20 \text{ cm}$ vérifiée

$h \geq 30 \text{ cm}$ vérifiée

$\frac{h}{b} \leq 4$ vérifiée

✓ Chargement repris par la poutre brisée :

$g_0 = 0,3 \times 0,35 \times 25 = 2.63 \text{ KN/m}$ (poids propre de la partie horizontale).

$g_1 = 25 \times 0.35 \times 0.3 / \cos 40.36 = 3.44 \text{ KN/ml}$ (poids propre de la partie inclinée).

Le poids du mur extérieur : $g = 2.85 \times 1.53 = 4.36 \text{ KN/ml}$

Les charges transmises par l'escalier :

$$R_B \begin{cases} ELU : 18.88 \text{ KN} \\ ELS : 13.55 \text{ KN} \end{cases} \quad R_A \begin{cases} ELU : 22.19 \text{ KN} \\ ELS : 16.01 \text{ KN} \end{cases} \quad R_V \begin{cases} ELU : 19.62 \text{ KN} \\ ELS : 14.17 \text{ KN} \end{cases}$$

Avec :

- R_A : Réaction au point A de la première volée.
- R_B : Réaction au point B de la troisième volée.
- R_V : Réaction de la volée.

R_{eq} : Charge équivalente sur la poutre.

Avec : $R_{eq} = 20.23 \text{ KN/ml}$ (ELU)

$R_{eq} = 14.58 \text{ KN/ml}$ (ELS)

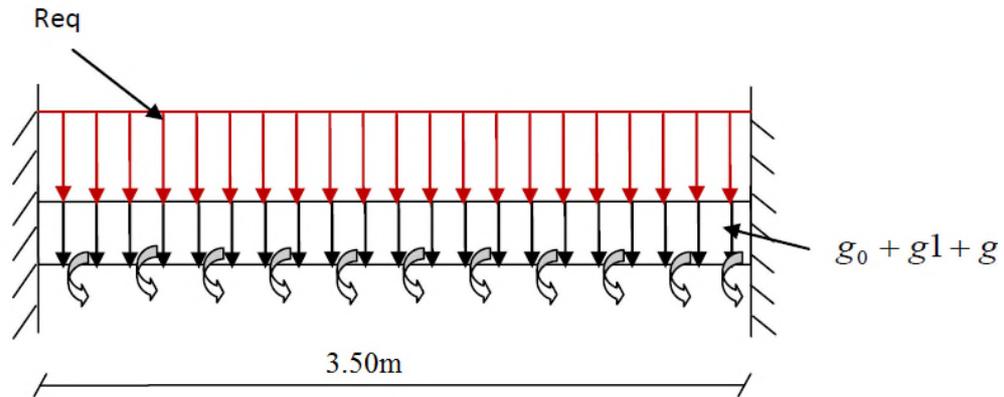


Figure III.11. Schémas statique de la poutre brisée

• Calcul des sollicitations

$$P_u = 1.35 \times (g_0 + g_1 + g) + R_{eq} = 1.35 \times (2.63 + 3.44 + 4.36) + 20.23 = 34.31 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (g_0 + g_1 + g) + R_{eq} = (2.63 + 3.44 + 4.36) + 14.58 = 25.01 \text{ KN/ml}$$

$$ELU \begin{cases} M_u^t = \frac{q_u \times l^2}{24} = \frac{34.31 \times 3.5^2}{24} = 17.51 \text{ KN.m} \\ M_u^a = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{34.31 \times 3.5^2}{12} = 35.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_s^t = \frac{q_s \times l^2}{24} = \frac{25.01 \times 3.5^2}{24} = 12.77 \text{ KN.m} \\ M_s^a = \frac{q_s \times l^2}{12} = \frac{25.01 \times 3.5^2}{12} = 25.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Calcul à la flexion :

Calcul à l'ELU

Valeurs des armatures longitudinales dans la poutre brisée :

	Mu (KN.m)	μ	α	Z(cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)
Travée	17.51	0.01	0.012	0.31	1.61	1.38
Appuis	35.02	0.03	0.04	0.31	3.33	1.38

Tableau.III.22. Armatures longitudinales dans la poutre brisée.

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

$$V_u = 22.19\text{KN}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa} \right) \dots \text{Fissuration Peu Nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{22.19 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.315} = 0.23\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots \text{Pas risque de cisaillement.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

• **Vérification des contraintes dans le béton**

$$M_t^{ser} = 12.77\text{KN.m} \quad M_a^{ser} = 25.53\text{KN.m}$$

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

Localisation	Mser KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^{adm} (MPa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{adm}$
travées	12.77	5	35159.31	1.82	15	Vérifiée
appuis	25.53	5.2	37515.90	3.54	15	Vérifiée

Tableau.III.23 : Vérification des contraintes dans le béton.

• **Etat limite de déformation**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{35}{350} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.001 < \frac{2.4}{f_e} = 0.0105 \dots \text{vérifiée}$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées → la vérification de flèche est inutile.

• **Calcul à la torsion :**

$$e = \frac{30}{6} = 5\text{cm}$$

$$M_t = 12.75\text{KN.m}$$

• **Ferraillage :**

$$A_l = \frac{M_t \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (35 - 5) = 0.075\text{cm}^2$$

$$\mu = \frac{4}{3}b + 2h = 1.1\text{m}$$

$$\rightarrow A_l = \frac{12.75 \times 1.1 \times 1.15 \times 10^{-3}}{2 \times 400 \times 0.075} = 2.69\text{cm}^2$$

Selon le BAEL91/99, la contrainte tangente de torsion est donnée par la formule

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{12.75 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 1.7MPa$$

• **Pour le ferrailage longitudinal :**

$$A_s = A_{flexion} + \frac{1}{2}A_{torsion}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée: } A = 1.61 + \frac{1}{2}2.69 = 2.96cm^2 \text{ Soit } 3HA14 = 4.62cm^2 \\ \text{En appuis: } A = 3.33 + \frac{1}{2}2.69 = 4.68cm^2 \text{ Soit } 1HA14 + 2HA16 = 5.56cm^2 \end{array} \right.$$

• **Calcul des armatures transversales :**

$$A_t^{total} = A_t^{flexion} + A_t^{torsion}$$

a) **La torsion :**

$$\frac{A_t \times fe}{t \times A_s} = \frac{M_t}{2 \times \Omega} \rightarrow A_t = \frac{M_t \times t \times \gamma_s}{2 \times fe \times \Omega} \text{ avec :}$$

t : C'est l'espacement entre les armatures transversales. Soit l'espacement t = 20 cm

$$A_t = \frac{12.75 \times 10^{-3} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 400 \times 0.075} = 0.49cm^2$$

b) **La flexion simple :**

Soit un espacement t = 20 cm

t = 20 cm < min (0.9 × d ; 40 cm) = min (28.35 ; 40) cm = 28.35 cm.....Vérifiée.

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times t}{fe} = \frac{0.35 \times 0.3 \times 0.2}{400} = 0.525cm^2$$

$A_t^{total} = 1.02cm^2$ soit un cadre Ø8 et un épingle de Ø8 = 1.51cm²

❖ **Schéma de ferrailage :**

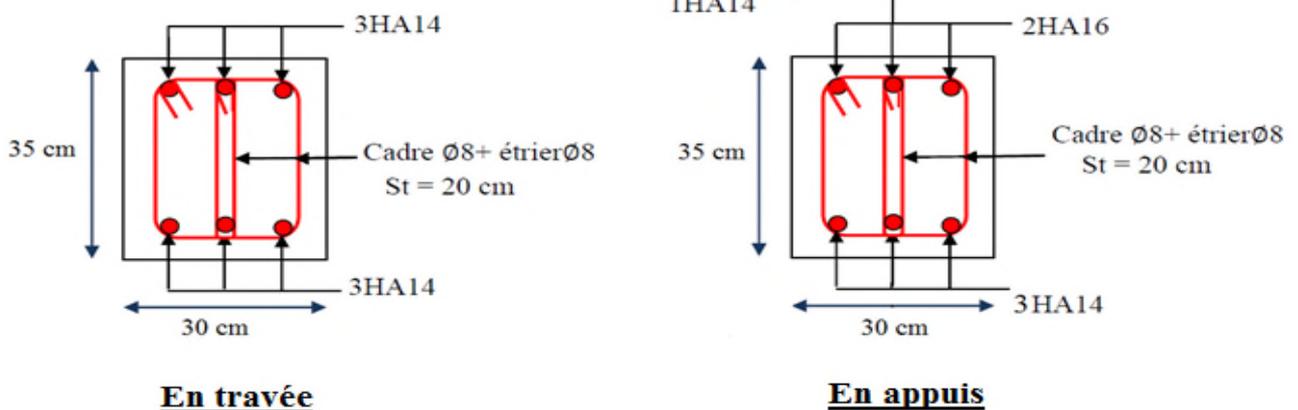


Figure III.12. Schéma de ferrailage de la Poutre brisée

III.6. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection contre l'infiltration des eaux pluviales et il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

Il est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse, soumis à son Poids propre(G), à une force latérale F_p due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

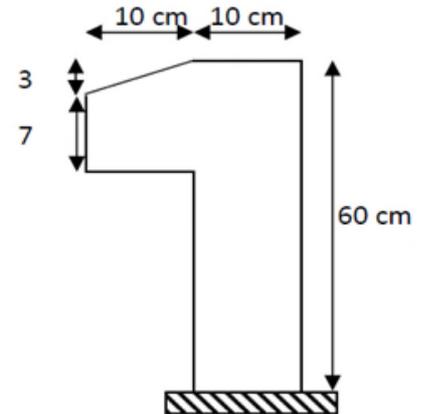


Figure III.13: Acrotère

• **La force sismique**

Donnée par la loi suivante : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

Dans notre projet on a : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$A = 0,15$ Coefficient de l'accélération de la zone.

$C_p = 0,8$ Facteur de la force horizontale.

$W_p = 2,085 \text{ KN/ml}$. Poids propre de l'acrotère

$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.085 = 1 \text{ KN}$

• **Calcul de centre de gravité de la section $G(X_G; Y_G)$**

$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} \rightarrow X_G = 0.0616 \text{ m}$ $Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} \rightarrow Y_G = 0.327 \text{ m}$

➤ **Calcul des sollicitations :**

$Q = 1 \text{ KN}$. $N_G = 2,085 \text{ KN}$; $M_G = 0 \text{ KN.m}$; $M_Q = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$

$F_p = 1 \text{ KN} \rightarrow M_{FP} = F_p \times y_G = 1 \times 0.327 \rightarrow M_{FP} = 0.327 \text{ KN}$

Sollicitations	Combinaison accidentelle	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5 Q	G + Q
N (KN)	2.085	2.81	2.085
M (KN .m)	0.927	0.9	0.6

Tableau III.24. Combinaisons d'actions de l'acrotère.

• **Calcul de l'excentricité à l'état accidentel :**

$e_1 = \frac{M_{ELA}}{N_{ELA}} = \frac{0.927}{2.085} = 0.44 \text{ m} \rightarrow e_1 = 0.44 \text{ m}$; $\frac{h}{6} = 0.16 \text{ m}$

$e_1 > \frac{h}{6} \rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{M}{N}$) par une excentricité totale de calcul = $e_1 + e_2 + e_a$

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{h}{250}\right); \quad \text{CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

$$\text{avec : } h=100\text{cm} \rightarrow e_a = \max\left(2cm; \frac{60}{250}\right) = 2cm; \quad e_3 = \frac{3l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi permanentes au moment total du premier ordre.

\emptyset : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \rightarrow e_3 = \frac{3 \times (2 \times 0.6)^2 + (2 + 0)}{10^4 \times 0.1} = 0.864cm$$

$$\text{D'où : } e_t = e_2 + e_3 = 46 + 0.864 = 46.864cm.$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_u = 2.085 \text{ KN et } M_u = N_u \times e_t = 2.085 \times 0.46864 = 0,98 \text{ KN.}$$

• **Ferraillage de l'acrotère :**

✓ **Calcul à l'ELU**

$$\begin{cases} N_u = 2.085 \text{ KN} \\ M_u = 0.98 \text{ KN} \end{cases}$$

$$h = 10 \text{ cm; } d = 8 \text{ cm; } b = 100 \text{ cm}$$

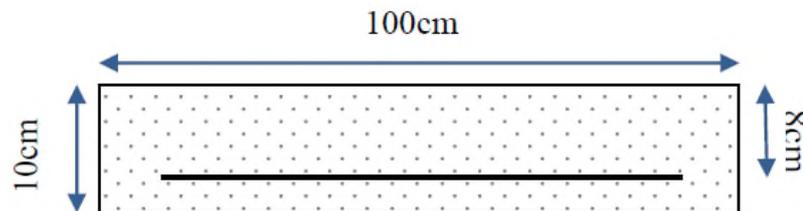


Figure III.14 Schéma statique de l'acrotère.

$e_1 > \frac{h}{6} \rightarrow$ La section est partiellement comprimée, le ferraillage se fait par assimilation à la flexion simple pour une section rectangulaire $b \times h_0$ soumise à un moment égal à :

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0.98 + 2.085 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 1.042 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.042 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0114 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0143 \quad ; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.0795$$

$$A_t \frac{M_f}{Z \times f_{st}} = \frac{1.042 \times 10^{-3}}{0.0795 \times 348} = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{flexion composée } A_s = A_T - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.37 \times 10^{-4} - \frac{2.085 \times 10^{-3}}{348} = 0.32 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{t \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.08 \times 2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{t \min} = 0.97 \text{ cm}^2 > A_s = 0.32 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } A_s = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

- **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 :**

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

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

- **Vérification au cisaillement :**

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

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3.25; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1.5 * (F_P + Q) = 1,5 * 2 = 3 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \rightarrow \tau_u = 0.0375 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

- **Position de l'axe neutre :**

$$C = d - e_a ;$$

Tel que e_1 : distance du centre de pression **C** à la fibre la plus comprimée **B** de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.085} = 0.29 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.3 \text{ m}$$

$$\rightarrow c = 0.08 - 0.29 = -0.21 \text{ m} (c < 0 \text{ et } y_G > 0) \rightarrow C \text{ à l'extérieur de la section.}$$

$$y_{ser} = y_C + c$$

$$y_G^3 + P \times y_C + q = 0$$

$$\text{Tel que : } P = -3 \times c^2 + (d - c) \times \frac{90 \times A_s}{b}$$

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

$$\begin{cases} P = -3 \times 0.21^2 + (0.08 + 0.21) \times \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = -0.13 \text{ m}^2 \\ q = -3 \times 0.21^3 + (0.08 + 0.21)^2 \times \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = -0.017 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Par itération $y_c = 0.25 \text{ m}$. Donc, $y = 0.0423 \text{ m}$

- **Calcul des contraintes :**

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = 7.81 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = 0.113MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MP \\ \sigma_s = \frac{15 \times N_{ser}}{\mu_t} \times (d - y) = 1.5MPa < \bar{\sigma}_s = 201.64MPa \end{array} \right.$$

❖ Schéma de Ferrailage :

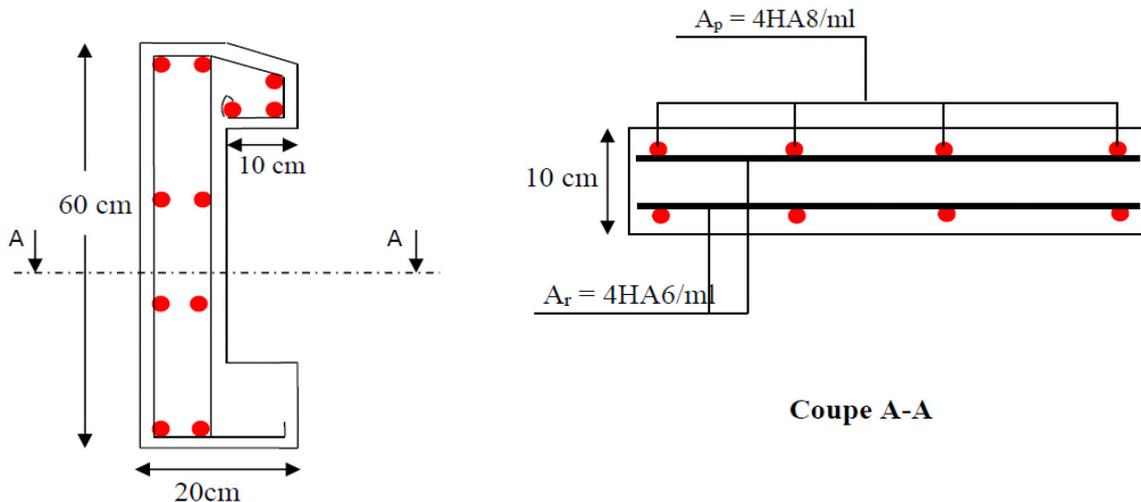


Figure III.15: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.7. Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur est un appareille mécanique, servant un déplacement vertical des personnes, ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long des étages à travers d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur, Dans notre projet on adoptera un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes :

- Longueur : 2 m
- Largeur : 2 m
- $V = 1m/s \rightarrow$ Vitesse de levage.
- $P_m = 15 KN$: charge due à l'ascenseur.
- $D_m = 51 KN$: charge due à la salle des machine.
- $F_c = 145 KN$: charge due à la tension des câbles.
- La charge nominale $p = 630 Kg = 6.3 KN$
- g : la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 9 tonnes.

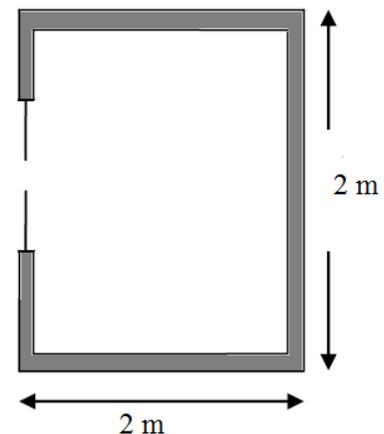


Figure III.16. Cage d'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit avoir une épaisseur est $e=15 cm$.

III.7.1. Dalle sous ascenseur :

- Evaluation des charges et surcharges :
- ✓ La charge permanente :

- Poids de la dalle en béton arme : $\rho \times e = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{KN/m}^2$
- Poids de la cuvette (la réaction) : $G_{cuvette} = \frac{fc}{s} = \frac{145}{4} = 36.25 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre du revêtement : $G_r = \rho \times e = 22 \times 0,05 = 1.1 \text{ KN/m}^2$

La charge totale c'est : $G_t = 41.1 \text{ KN/m}$.

✓ La charge d'exploitation :

$$Q = 1.5 \times 41.1 \text{ KN/m}$$

• **Combinaisons des charges :**

➤ **Cas d'une charge repartie :**

L'ELU : $q_u = 1.35G_t + 1.5Q = 57.74 \text{ KN/m}^2$

L'ELS : $q_s = G_t + Q = 42.60 \text{ KN/m}^2$

• **Calcul des sollicitations :**

➤ **Calcul des moments :**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 1 \rightarrow \text{ELU : } \mu_x = 0.0368 \qquad \mu_y = 1 \qquad [\text{Annexe II}]$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_0^x = 8.50 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times q_u \times l_y^2 = 8.50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments corrigés (réel)**

✓ **En travée :** Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.23 \text{KN.m}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 7.23 \text{KN.m}$

✓ **En appui :** Sens x-x' : $M_t^x = -0.3 \times M_0^x = -2.55 \text{ KN.m}$

• **Calcul du ferrailage :**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 14 cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d=12\text{cm}$.

Position	Sens	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	X-X	7.23	0.04	0.05	0.117	1.77	4HA8=2.01	25
	Y-Y	7.23	0.04	0.05	0.117	1.77	4HA8=2.01	25
appui	X-X	-2.55	0.01	0.02	0.119	0.61	4HA8=2.01	25

Tableau III.25. Calcul des ferrailages selon les deux sens

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

Pour $e > 12\text{cm}$ et $\rho \geq 0,4$; avec $F_e = 400\text{MPa} \rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \rightarrow A_x^{min} = 1.2\text{cm}^2 \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \rightarrow A_y^{min} = 1.2\text{cm}^2 \end{cases}$$

❖ **Vérification du ferrailage longitudinale :**

$A_t \geq A_{tx} / 4 = 0,50 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée

❖ **Calcul des espacements :**

Selon x $S_t \leq \min(2e ; 25\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 25\text{cm}$ On adopte $S_t = 25\text{cm}$

Selon y $S_t \leq \min(2e ; 25\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 25\text{cm}$ On adopte $S_t = 25\text{cm}$

➤ **Vérification nécessaire :**

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

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times f_{c28} \times \left(\frac{1}{1.5}\right) = 1.17\text{MPa}$$

$\rho = 1 > 0.4 \rightarrow$ Dalle travail selon les deux sens :

$$\rho = 1 \rightarrow V_x = V_y = q_u \times \frac{l_x}{3} = 38.49\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{38.49 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.32\text{MPa} \leq 1.17\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

$$q_s = G_t + Q = 42.60 \text{ KN/m}^2$$

L'ELS : $\mu_x = 0.0441$ $\mu_y = 1$ [Annexe II]

$$\Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_0^x = 7.51 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 7.51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcule des moments corrigés (réel)**

✓ **En travée :** Sens $x-x'$: $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.38\text{KN.m}$

Sens $y-y'$: $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.38\text{KN.m}$

✓ **En appui :** Sens $x-x'$: $M_t^x = -0.3 \times M_0^x = -2.25 \text{ KN.m}$

● **Vérification des contraintes**

Etat limite de compression de béton :

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

Localisation	Mser KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^{adm} (MPa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{adm}$
travées	6.38	2.4	3009.02	5.01	15	vérifiée
appuis	-2.25	2.4	3009.02	1.79	15	vérifiée

Tableau III.26. Vérifications des états limites de compression du béton

On a F.P.N donc, la vérification des contraintes d'acier n'est pas nécessaire.

❖ Vérification de la flèche

- $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \leftrightarrow \frac{15}{200} = 0.075 > 0.042 \rightarrow$ la condition vérifiée
- $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \leftrightarrow \frac{2.01}{100 \times 12} = 0.0017 < 0.005 \rightarrow$ la condition vérifiée

Les conditions de flèche sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

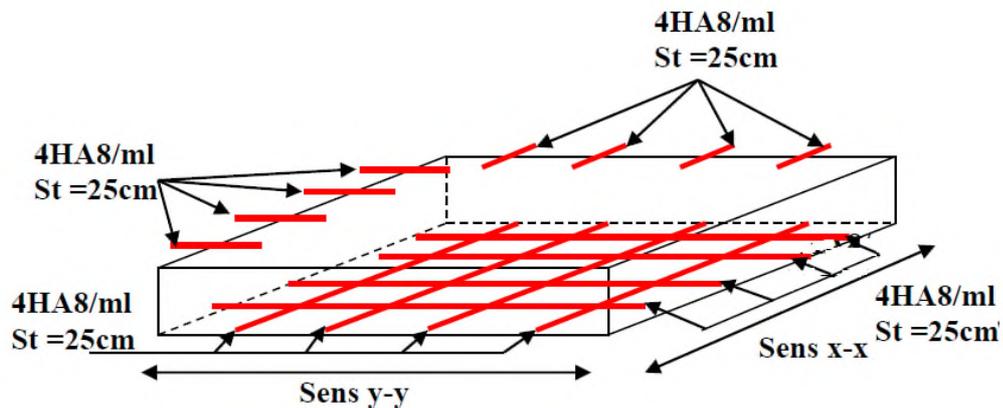


Figure. III.17. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au dessous de l'ascenseur.

III.7.2. Dalle au-dessous de l'ascenseur :



Figure III.18. Schéma représentant la surface d'impact.

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

• **Calcul du rectangle d'impact :**

$$(u \times v) : \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases}$$

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

On a une vitesse : $V = 1m/s \rightarrow a_0 = 80cm \quad b_0 = 80cm$

$h_1=5cm$ (épaisseur du revêtement sur la dalle)

$h_0=15cm$ (épaisseur de la dalle en béton)

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement qui égale à :

- 0,75 si le revêtement est moins résistant.
- 1 si le revêtement est en béton, ce qui est le cas pour cette dalle.

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

Les moments sont calculés par les expressions suivantes :

Selon le BAEL $\begin{cases} M_{x1} = P_u \times (M_1 + vM_2) \\ M_{y1} = P_u \times (M_2 + vM_1) \end{cases}$

• **Calcul des sollicitations :**

▪ **Evaluation des moments dus à charge concentrée :**

Avec v : Coefficient de poisson $\begin{cases} v = 0 \rightarrow ELU \\ v = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$

On a : $g = 90 \text{ KN} \quad ; \quad Q = 0 \text{ KN} ;$

ELU: $P_u = 1.35g + 1.5Q = 121.5KN/m^2$. ELS: $P_u = g + Q = 90 \text{ KN/m}^2$

M_1 et M_2 sont des coefficients donnés par l'abaque de Mougins [Annexe III]

M_1 En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ ; M_2 En fonction $\frac{v}{l_y}$ et $\rho = 1$

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{105}{200} = 0.525 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{105}{200} = 0.525 \end{cases} ; et \quad \begin{cases} \frac{u}{l_y} = \frac{105}{200} = 0.525 \\ \frac{v}{l_y} = \frac{105}{200} = 0.525 \end{cases}$$

$M_1 = M_2 = 0.09$

Désignation	$M_{x1}(\text{Kn.m})$	$M_{y1}(\text{Kn.m})$
ELU	10.94	10.94
ELS	9.72	9.72

Tableau III.27. Les sollicitations sous charge concentrée

• **Evaluation des moments dus à la charge répartie (poids propre de la dalle) :**

Les moments sont donnés par les expressions suivantes :

L'ELU : $\mu_x = 0.0368$ $\mu_y = 1$; **L'ELS :** $\mu_x = 0.0441$ $\mu_y = 1$ [Annexe II]

$$\Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_0^x = 7.51 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 7.51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On a : $\begin{cases} P_u = 1.35g + 1.5Q = 8.02 \text{ KN/m}^2 \\ P_s = G + Q = 5.85 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$ Avec $\begin{cases} G = 4.85 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

Désignation	M _{x2} (Kn.m)	M _{y2} (Kn.m)
ELU	1.18	1.18
ELS	1.03	1.03

Tableau III.28. Les sollicitations sous charges réparties

➤ **Superposition des moments :**

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_{x0} = M_{x1} + M_{x2} \quad ; \quad M_{y0} = M_{y1} + M_{y2}$$

Désignation	M _{x0} (Kn.m)	M _{y0} (Kn.m)
ELU	12.12	12.12
ELS	10.75	10.75

Tableau III.29. La superposition des moments

➤ **Les moments corrigés :**

$$M_t^x = 0.85M_{x0} \quad ; \quad M_t^y = 0.85M_{y0} \quad ; \quad M_a^x = -0.3M_{x0}$$

Désignation	M _t ^x (Kn.m)	M _t ^y (Kn.m)	M _a ^x (Kn.m)
ELU	10.30	10.30	-3.64
ELS	9.14	9.14	-3.22

Tableau III.30. Les moments corrigés

➤ **Ferraillage**

Le calcul de ferraillage se fera pour une bande de 1m de longueur b= 1 m, d=0.12 m

Position	M (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	10.90	0.05	0.06	0.117	2.52	1.45	4HA10=3.14	25
appui	-3.64	0.02	0.03	0.119	0.88	1.45	4HA8=2.01	25

Tableau III.31. Tableau des ferraillages de la dalle.

➤ **Vérification à l'ELU :**

- **Vérification au poinçonnement :**

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $\begin{cases} P_u : \text{Charge de calcul à l'état limite.} \\ h : \text{Epaisseur de la dalle.} \\ U_c : \text{Périmètre du rectangle d'impact.} \end{cases}$

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (105 + 105) \rightarrow U_c = 420\text{cm}; P_u = 121.5\text{KN/m}^2 \quad \gamma_b = 1.5$$

$$P_u = 121.5 \leq 0.045 \times 420 \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} \times 1000 = 472.5\text{ KN} \dots \text{Pas de risque de poinçonnement}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times f_{c28} \times \left(\frac{1}{1.5}\right) = 1.17\text{MPa}$$

On a une charge concentré avec $u = v$

$$\rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57\text{ KN} \rightarrow \tau_u = 0.32\text{MPa} < 1.17\text{MPa} \dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Calcul à l'ELS**

Localisation	Mser KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^{adm} (MPa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{adm}$
travées	9.14	2.92	4713.13	5.66	15	vérifiée
appuis	-3.22	2.73	3320.65	2.64	15	vérifiée

Tableau III.32. Tableau de vérification des contraintes.

➤ **Vérification de la flèche :**

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \leftrightarrow \frac{15}{200} = 0.075 > 0.042 \rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

$$2. \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \leftrightarrow \frac{2.01}{100 \times 12} = 0.0026 < 0.005 \rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

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

❖ **Schéma de ferrailage**

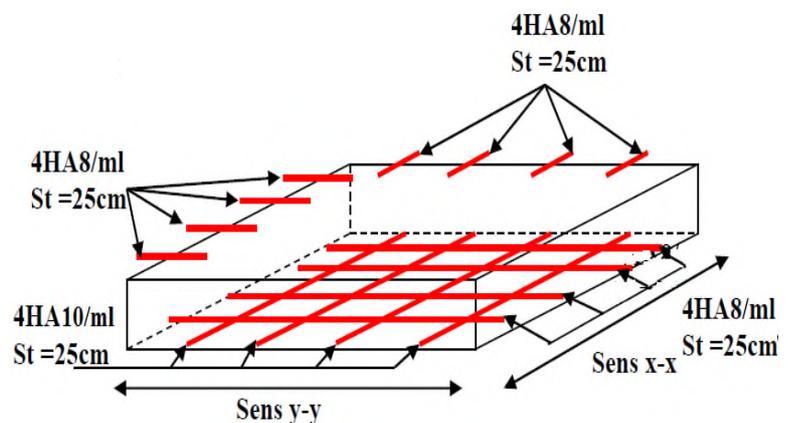


Figure III.19. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Chapitre IV

IV.1.Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut faire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

La détermination d'un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique et le choix judicieux de système de contreventement fait l'objet de ce chapitre.

IV.2. Méthodes de calcul :

Les règles parasismiques algériennes (*RPA99/Version2003*) donnent deux méthodes de calcul :

1. Méthode statique équivalente.
2. Méthode dynamique :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse par Accélérogrammes

IV.3. Méthode choisit :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée dans tous les cas, tous en justifiant au paravent les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées.

Dans notre étude, nous utiliserons la méthode dynamique spectrale. La méthode statique équivalente sera utilisée pour les vérifications de la condition du (**RPA99V2003**).

IV.4. Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base) :

L'effort sismique équivalent « V » appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots \dots \dots \text{Article 4.2.3 (RPA99/Version 2003)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

D'après le tableau 4.1 de *RPA99/Version 2003* et suivant notre structure on aura :

- Groupe d'usage : 2(moyen importance).
- zone sismique :IIa \Rightarrow **A= 0.15**

D : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

R : coefficient de comportement global de la structure.

Dans notre cas, on opte pour un système de contreventement mixte portique/voile avec justification de l'interaction $\implies \mathbf{R} = 5$.

Q : facteur de qualité.

W : poids total de la structure.

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

Avec : η : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad \text{Avec } \xi : \text{ Pourcentage d'amortissement critique donné par le Tableau 4.2}$$

de RPA99/Version2003 $\implies \xi = 10\% \implies \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.763$

T1 et T2: période caractéristique relative au sol tableau 4.7 (RPA99/version 2003)

On a site meuble (S3) donc : $\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.50s \end{cases}$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure T**

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

$$\implies \begin{cases} T = C_T H^{3/4} \\ T = 0.09H/\sqrt{D} \end{cases}$$

Tel que :

$C_T = 0.05$ Coefficient en fonction du système de contreventement.

H : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure $H = 28.53 \text{ m}$

D : dimension maximale du bâtiment mesurée à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 15,15 \text{ m} \\ L_y = 21,20 \text{ m} \end{cases}$$

On aura : $\begin{cases} T_x = \min(0.617; 0.659) \\ T_y = \min(0.617; 0.558) \end{cases}$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \implies \begin{cases} D_x = 1.65 \\ D_y = 1,77 \end{cases}$$

• **Facteur de qualité :**

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

Avec : P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 de RPA99/ Version 2003

Critère Q	Pq Selon x-x		Pq Selon y-y	
	Observation	Pénalité	Observation	Pénalité
1) Condition minimale des files porteuses	Non	0.05	Non	0.05
2) Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3) Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4) Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5) Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6) Contrôle de la qualité de la construction	Oui	0	Oui	0

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités Pq

Donc : $\begin{cases} Q_x = 1.1 \\ Q_y = 1,1 \end{cases}$

• Poids total de la structure :

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

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération Dans notre cas $\beta = \begin{cases} 0.2 \text{ (habitation)} \\ 0.2 \text{ (crèche)} \end{cases}$

A partir des résultats du logiciel ETABS V.16 on a trouvé : $W = 33243.1792KN$.

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

$$\begin{cases} V_x^{st} = 1810.091 \text{ KN} \\ V_y^{st} = 1941.7340 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.5. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.5.1 Principe :

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

$$\begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T > 3s \end{cases} \quad \text{RPA99/ Version 2003(4.3.3)}$$

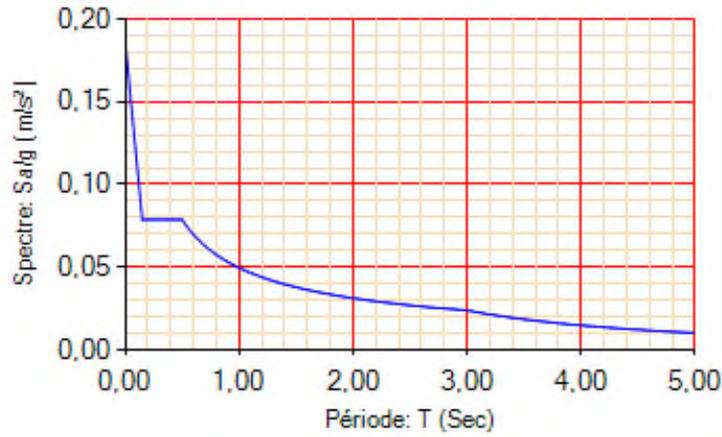


Figure IV.1 : Spectre de réponse

IV.5.2 Disposition des voiles :

Plusieurs dispositions ont été testées afin d’obtenir un bon comportement de la structure tout en essayant de respecter l’aspect architectural qui est un point important dans notre ouvrage et aussi satisfaire les condition du **RPA99/2003**.

La disposition finale des voiles est représentée sur la figure et les longueurs des voiles utilisés sont données dans le tableau :

Voiles	Vx1=Vx2	Vx3=Vx4	Vy1=Vy2	Vy3=Vy4
Longueur (m)	1.80	1.90	2.30	1.65

Tableau IV.2 : Longueur des voiles utilisés

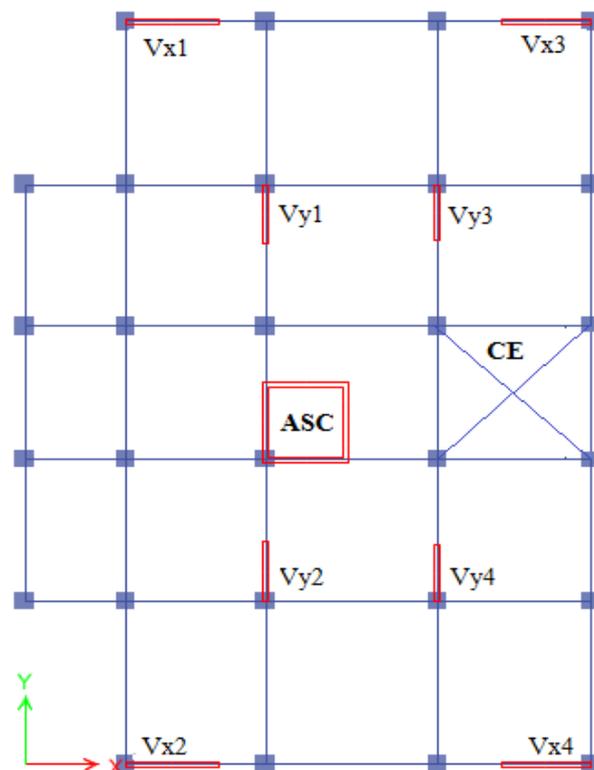


Figure IV.2 : Schéma de dispositions des voiles

IV.5.3. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

Le taux de participation massique tel qu’il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Modes	Période (s)	Masse cumulées U_x	Masse cumulées U_y
1	0,8	0,726	0,0122
2	0,726	0.7319	0.0197
3	0,706	0.7453	0.7604
4	0,222	0.8799	0.7659
5	0,206	0.8866	0.7768
6	0,2	0.89	0.8955
7	0,104	0.9366	0.9019

Tableau IV.3 : Période de vibration et taux de participation massique.

IV.5.4. Analyse des résultats :

- D’après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon X et Y atteint les 90% au bout du 7^{ème} mode.
- Les périodes numérique obtenus par le logiciel Etapes V16 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% $\implies \begin{cases} T_x = 0.8021 \text{ s} \\ T_y = 0.7254 \text{ s} \end{cases}$

IV.5.5. Modes de vibrations obtenus :

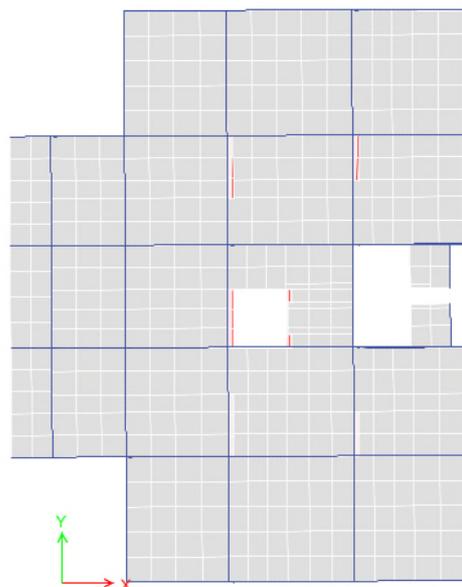


Figure IV.3. Mode 1 de déformation (translation suivant X-X)

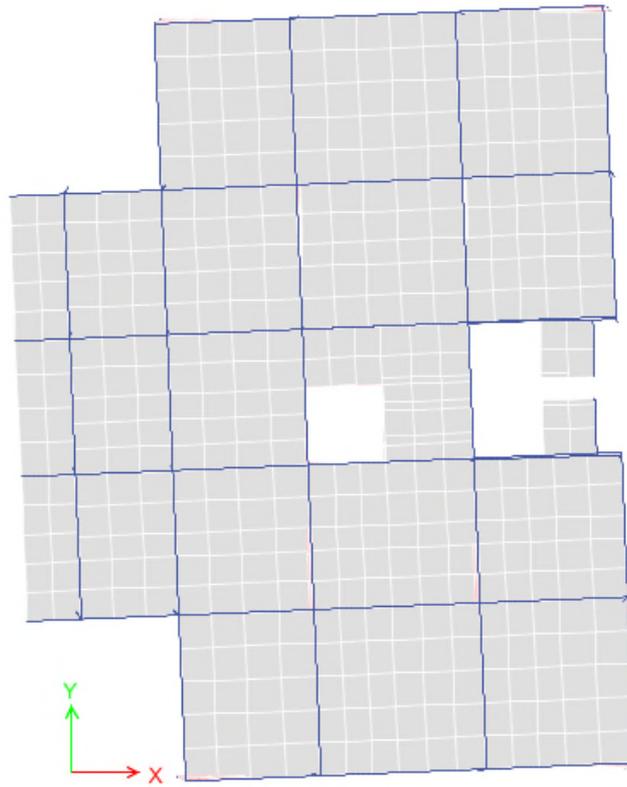


Figure IV.4. Mode 2 de déformation (rotation suivant Z-Z)

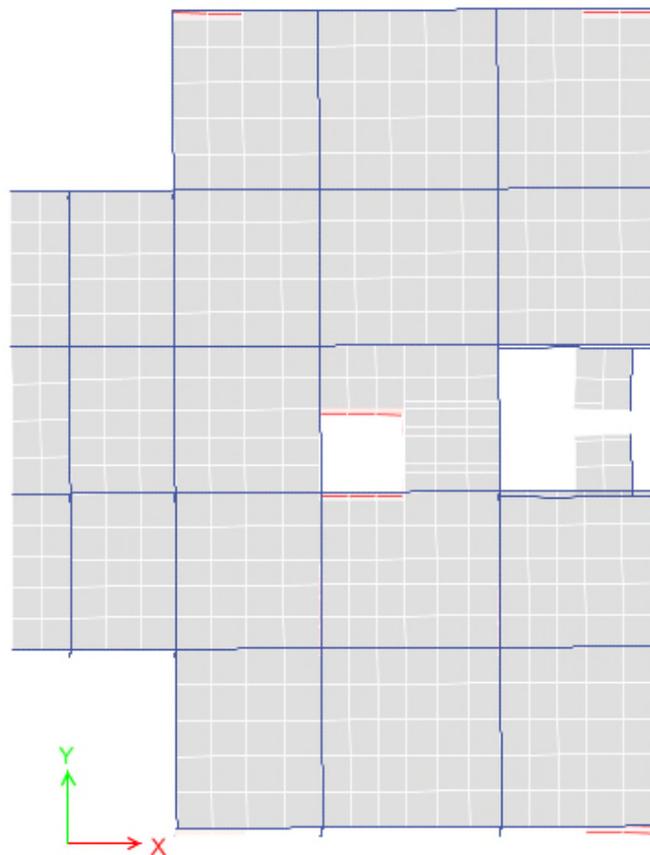


Figure IV.5. Mode 3 de déformation (translation suivant Y-Y)

IV.6. Vérification des résultante vis-à-vis du RPA 99/Version 2003

IV.6.1. 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 :

$$V_{dyn} \geq 0.8V_{st} \quad \text{RPA99/Version2003 (Art 4-3-6)}$$

Avec :

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

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

Sens	$V_{statique}$ (KN)	$0.8V_{statique}$ (KN)	$V_{dynamique}$ (KN)	Observation
X-X	1810.091	1448.07	1835.4996	Vérifiée
Y-Y	1941.7340	1553.387	1703.1326	Vérifiée

Tableau IV.4. Vérification de l’effort tranchant à la base

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

IV.6.2. Vérification de l’interaction voiles portiques :

- **Sous charges verticales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Etages	Portique (KN)	Voiles(KN)	Portique (%)	Voiles(%)
Sous-sol	27967,0944	6953,8033	80.09	19.91
RDC	24439.2736	6312,3939	79.47	20.52
Etage 1	21016,1617	4984,666	80.82	19.17
Etage 2	17788,7446	4199,7432	80.90	18.97
Etage 3	14649,4413	3527,8693	80.59	19.39
Etage 4	11222,9537	2892,314	79.50	20.23
Etage 5	8492,9507	2194,6844	79.13	20.86
Etage 6	5450,2472	1497,7387	77.92	22.08
Etage 7	2527,3824	755,0176	76.99	23.01

Tableau IV.5. Vérification de l’interaction sous charges verticales

- **Sous charges horizontales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Etages	chargement horizontales (KN)				(%) du chargement horizontales			
	Sens x-x		Sens y-y		Sens x-x		Sens y-y	
	Portique	Voiles	Portique	Voiles	Portique %	Voiles %	Portique %	Voiles %
Sous-sol	747,5636	884,9044	654,1838	912,6941	45.79	54.20	41.46	58.24
RDC	539,2596	434,3411	605,1799	535,1582	55.38	44.62	53.07	46.97
Etage 1	508,5954	364,008	507,7664	468,0856	58.29	41.71	52.04	47.96
Etage 2	467,6438	330,144	497,1459	399,4102	58.50	41.49	55.35	44.55
Etage 3	455,0078	271,7262	493,7016	327,8067	62.60	37.39	60.34	39.90
Etage 4	400,1684	228,8903	414,4238	297,341	63.61	41.92	58.11	41.77
Etage 5	359,4835	159,8493	379,7272	213,1641	69.22	30.77	64.08	35.95
Etage 6	301,2498	122,3578	284,433	158,923	71.11	28.88	64.29	35.70
Etage 7	254,1389	55,0825	284,3547	55,8345	82.18	17.81	83.48	16.51

Tableau IV.6. Vérification de l'interaction sous charges horizontales

IV.6.3. Vérification de l'effort normal réduit :

Pour éviter le risque de rupture de la section du béton, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_r f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{RPA99/2003 Ary.4.3.1})$$

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

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

F_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

Niveaux	Br (cm ²)	Nd (KN)	v	Observation
Sous-sol	60x60	1554.9788	0.17	Vérifiée
RDC	60x55	1440.6633	0.17	Vérifiée
1	60x55	1212,9116	0.15	Vérifiée
2	55x55	1002,9876	0.13	Vérifiée
3	55x55	801,3086	0.11	Vérifiée
4	55x50	607,5133	0.088	Vérifiée
5	55x50	428,4408	0.062	Vérifiée
6	50x50	284,5116	0.045	Vérifiée
7	50x50	157,0727	0.025	Vérifiée

Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit

Interprétation des résultats : On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc

Les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

IV.6.4. Vérification vis-à-vis des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots \dots \dots \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

- ✓ δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i .
- ✓ R Coefficient de comportement (R=5).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA99/2003 (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, C.à.d. : $\Delta_k < 1\% \times h_e$; Avec h_e : la hauteur de l'étage.

Niveau x	h _k (cm)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ _{ek} (cm)	δ _k (cm)	δ _{k-1} (cm)	Δ _k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	δ _{ek} (cm)	δ _k (cm)	δ _{k-1} (cm)	Δ _k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)
Sous-sol	320	0,0061	0.0305	0	0.0305	0.0095	0,0124	0.062	0	0.062	0.019
RDC	391	0.1354	0.677	0.0305	0.6465	0.165	0.1182	0.591	0.062	0.529	0.135
1	306	0.305	1.525	0.677	0.848	0.277	0.2597	1.2985	0.591	0.707	0.231
2	306	0.5015	2.5075	1.525	0.9825	0.321	0.417	2.085	1.2985	0.786	0.257
3	306	0.7042	3.521	2.5075	1.0135	0.331	0.5744	2.872	2.085	0.785	0.256
4	306	0.8998	4.499	3.521	0.978	0.319	0.7228	3.614	2.872	0.787	0.257
5	306	1.0791	5.3955	4.499	0.8965	0.293	0.8587	4.2935	3.614	0.679	0.222
6	306	1.2395	6.1975	5.3955	0.802	0.262	0.9765	4.8825	4.2935	0.589	0.192
7	306	1.382	6.91	6.1975	0.7125	0.233	1.0759	5.3795	4.8825	0.497	0.162

Tableau IV.8. Vérification des déplacements.

Interprétation des résultats : les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.6.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.1 \text{ tel que :}$$

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

Avec $P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k »

Niveaux	h _k (cm)	P _k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ	Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ
Sous-sol	320	32994,1258	0.0305	1632.468	0.0019	0.062	1566.878	0.004
RDC	391	29166,5402	0.6465	973.601	0.049	0.529	1140.3381	0.034
1	306	24658,3095	0.848	872.603	0.078	0.707	975.852	0.058
2	306	20997,3931	0.9825	797.788	0.084	0.786	896.5561	0.06
3	306	17391,7816	1.0135	726.734	0.079	0.785	821.5083	0.054
4	306	13786,1702	0.978	629.0587	0.07	0.787	711.7648	0.050
5	306	10236,5762	0.8965	519.6328	0.057	0.679	592.8913	0.038
6	306	6686,9823	0.802	423.6076	0.04	0.589	443.356	0.029
7	306	3187,3383	0.7125	309.2214	0.024	0.497	340.1892	0.015

Tableau IV.9. Vérification à L'effet P-Δ.

Interprétation des résultats : On remarque que les valeurs de θ sont inférieures à 0.1 donc l'effet (P- Δ) n'a pas d'influence sur la structure est peut-être négliger

❖ A la fin on a opté pour les démentions suivantes :

Niveau	Sous-sol	RDC+Etage1	Etage 2,3	Etage 4,5	Etage 6,7
<i>Poteau</i>	60*60	60*55	55*55	55*50	50*50
<i>Voile</i>	20 cm	15 cm			
<i>P principal</i>	(40*30) cm ²				
<i>P secondaire</i>	(35*30) cm ²				

Tableau IV.10. Dimensionne finale des éléments structuraux

IV.7. Conclusion

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose facile pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui a donnée les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles- portique (sous charge horizontal et vertical).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit ; découlent de la disposition des voiles.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

Chapitre V

V.1. Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA 93, BAEL et RPA 99/ Ver2003).

V.2. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. 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 sollicités en flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)

Les combinaisons utilisées pour déterminées ces sollicitations sont :

$$\begin{array}{ll} * 1.35G + 1.5Q & ; \quad * G + Q \\ * G + Q \pm E & ; \quad * 0.8G \pm E \end{array}$$

V.2.1.Recommandations du RPA99.V2003 :

1. Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone II.
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - ✓ 4 % en zone courante.
 - ✓ 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1) :

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

$$l' = 2 \times h$$

h_e : La hauteur d'

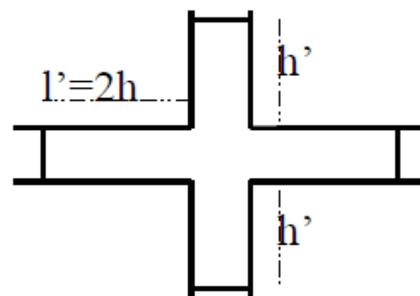


Figure V.1 Zone nodale.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol	60*60	28,8	144	216
RDC et 1 ^{er} étages	60*55	26,4	132	198
2 et 3 ^{ème} étages	55*55	24,2	121	181,5
4 et 5 ^{ème} étages	55*50	22	110	165
6 et 7 ^{ème} étages	50*50	20	100	150

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

2. Les armatures transversales :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture 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 max de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min (10\phi_l, 15 \text{ cm})$ En zone IIa
- Dans la zone courante : $t \leq 15 \text{ cm}$ En zone IIa

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

➤ La quantité d'armatures transversales minimales :

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

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

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

λ_g : est l'elencement 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 déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

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

V.2.2. Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABSV16.

Section	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
60*60	-1787.722	3.693	-105,0838	23,0565	-58.717	-1228.3324	79,136
60*55	-1629,325	65,1366	278,593	17,084	119,2632	-1058,6873	86,965
55*55	-1186,015	12,695	-59,735	7,4401	-84,5249	-542,717	73,406
55*50	-765,694	10,0841	-4,3379	20,4906	-68,8924	-426,785	60,537
50*50	-368,966	7,5229	23,7969	16,4706	-60,7343	-79,105	49,198

Tableau. V.2. Les sollicitations dans les poteaux.

V.2.3 Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables, on prend un exemple de calcul les autres seront donnés dans un tableau récapitulatif.

➤ Exemple de calcul

✓ Soit le poteau de RDC (60×60) cm^2 :

$b=60cm$; $h=60cm$; $e=3cm$, D'où : $d=57cm$.

Situations courantes : $\gamma_b = 1,5$ et $\gamma_s = 1,15$ donc $f_{bu}=14,2Mpa$.

❖ Calcul sous $N_{max} \rightarrow M_{corr}$

$N_{max}=1787.722$ KN ; $M_{corr}=3.693$ KN.m

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3.693}{1787.722} = 0.0021m < \frac{h}{2} = 0.30m$$

⇒ Le centre de pression est à l'intérieur de la section, on doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.486MN.m$$

$$N_U(d - d') - M_{UA} = 0.48MN.m < (0.337h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} = 0.91 MN.m$$

La section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.486}{0.6 \times 0.57^2 \times 14.2} = 0.17 < \mu_l = 0.391 \rightarrow pivot A \rightarrow A' = 0;$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.23 ; \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa ; \quad z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.52m$$

calcul de A :
$$A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{0.486}{0.52 \times 348} = 26.85 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_U}{f_{st}} = -24.52 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc en prend } A = 0 .$$

V.2.4. Armatures longitudinale :

Niveau	Section (cm ²)	Type de section	A'cal (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
Sous-sol	60*60	SPC	0	28,8	8HA20+4HA14=31,29
RDC+etage1	60*55	SPC	0	26.4	4HA20+8HA16=28,65
étages 2,3	55*55	SPC	0	24.2	4HA20+8HA14=24,89
étages 4,5	55*50	SPC	0	22	8HA16+4HA14=22,24
étages 6,7	50*50	SPC	0	20	4HA16+8HA14=20,36

Tableau V.3. Armatures longitudinale dans les poteaux

V.2.5. Armatures transversales :

➤ **Exemple de calcul**

On en prend exemple le poteau (60*60) :

Soit :
$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{1.96}{0.6} = \rho_a = 3.27$$

D'où :
$$A_t = \frac{3.75 \times 79.136 \times 10^{-3} \times 15}{60 \times 400} 10^4 = 1.85 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement**

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_{l_{\min}}; 15 \text{ cm}) = \text{min}(16; 15) \rightarrow t = 10 \text{ cm}$
- Dans la zone courante $t \leq 15\phi_{l_{\min}} = 15 \times 1.6 = 24 \text{ cm} \rightarrow t' = 15 \text{ cm}$

✓ **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40\phi_{l_{\max}} \rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

❖ Résultat du calcul des armatures transversales sont dans le tableaux suivant :

Niveau	Sous-sol	RDC 1er étages		2,3ème étages	4,5ème étages	6, 7ème étages
Section (cm ²)	60*60	60*55		55*55	55*50	50*50
ϕ _{l_{min}} (cm)	1.6	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
L0 (m)	2.8	3.51	2.66	2.66	2.66	2.66
Lf(m)	1.96	2.457	1.862	1.862	1.862	1.862
λg	3.27	4.095	3.10	3.38	3.38	3.724
ρa	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
Vu(kn)	79.136	86.965	86.965	73.405	60.537	49.198
Lr (cm)	80	80	80	80	80	64
St zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10

St zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15
A_{cal}^t (cm ²)	1.85	2.04	2.04	1.72	1.42	1.15
A_{min}^t (cm ²)	7.33	6.54	7.75	5.25	5.25	4.85
$A_{adopté}^t$ (cm ²)	7,85				6,28	
Nombre des cadres	10HA10				8HA10	

Tableau V.4 Armatures transversales adoptées pour les poteaux.

V.3. Vérifications

V.3.1. Vérification au flambement

Selon le CBA93 (art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On vérifie que : $N_{max} \leq N_d = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$

α : Coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

L'élanement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \times \frac{L_f}{b} \dots \dots \dots \text{pour une section rectangulaire}$$

B_r : Section réduite du béton. $(b - 2)(h - 2)$

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

L_f : Longueur de flambement $(0.7 \times l_0)$

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

Niveau	Section (cm ²)	Lf (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m)	N_d (KN)	N_{max} (KN)	Observation
Sous-sol	60*60	1.96	11.30	0.83	31.29	0.3364	6073.92	1787.22	Vérifiée
RDC+etage1	60*55	1.862	11.71	0.83	28.65	0.3074	5551.96	1629.325	Vérifiée
étages 2,3	55*55	1.862	11.71	0.83	24.89	0.2809	5036.10	1186.015	Vérifiée
étages 4,5	55*50	1.862	12.88	0.83	22.24	0.2544	4552.28	765.694	Vérifiée
étages 6,7	50*50	1.862	12.88	0.83	20.36	0.2304	4129.12	368.966	Vérifiée

Tableau V.5 Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.

On voit bien que $N_{max} < N_d$ pour tous les niveaux de cette structure, donc il n'y pas de risque de flambement.

V.3.2. Vérification des contraintes

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$\sigma_{bc 1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$; $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ tel que :

$$\sigma_{bc 1} = \frac{N_{ser}}{s} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \text{ béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc 2} = \frac{N_{ser}}{s} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \text{ béton fibre inférieure.}$$

$S = b \times h + 15(A + A')$ (section homogène)

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

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

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V')^2$$

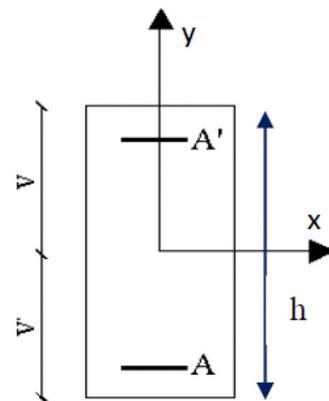


Figure V.2 Section d'un poteau

Niveau	Sous-sol	RDC+etage1	étages 2,3	étages 4,5	étages 6,7
Section (cm ²)	60*60	60*55	55*55	55*50	50*50
d (cm)	57	57	52	52	47
A (cm ²)	31.29	28.65	24.89	22.24	20.26
S (m ²)	0.4069	0,3729	0,3398	0,3084	0,2804
V (cm)	33.12	33.12	30.19	30.15	27.38
V' (cm)	26.88	26.88	24.81	24.85	22.62
I _{yy'} (m ⁴)	0.0155	0.0141	0.0106	0.00958	0.00716
N _{ser} (KN)	1303.152	1187.7855	864.8933	558.6867	269.6646
M _{ser} (KN.m)	2.7439	47.7563	9.3153	7.4134	5.5397
M _{serG} (KN.m)	43.4	84.81	38.58	22.23	11.93
σ _{bc 1} (MPa)	4.136	5.177	3.47	2.51	1.417
σ _{bc 2} (MPa)	3.96	4.80	3.31	2.39	1.34
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>

Tableau V.6 Vérification des contraintes dans le béton des poteaux

V.3.3. Vérification des contraintes

Selon leRPA99addenda2003 (Article 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}} \text{ Tel que : } \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \quad \tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$$

Niveau	Section (cm ²)	Lf (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
Sous-sol	3600	1.96	3.27	0.04	57	79.136	0.23	1	vérifiée
RDC+etage1	3300	1.862	3.10	0.04	57	86.965	0.28	1	vérifiée
étages 2,3	3025	1.862	3.38	0.04	52	73.405	0.26	1	vérifiée
étages 4,5	2750	1.862	3.38	0.04	52	60.537	0.23	1	vérifiée
étages 6,7	2500	1.862	3.724	0.04	47	49.198	0.21	1	vérifiée

Tableau V.7 Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.

❖ Détermination de la zone nodale

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zone nodales (zones critiques).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante :

Avec :

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

$$L' = 2 h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

Pour le Sous-sol : $h'=60$ cm et $L'=80$

RDC : $h'=65$ cm et $L'=80$

Etage 1 au 7^{ème} : $h' = 6$ cm et $L'=80$

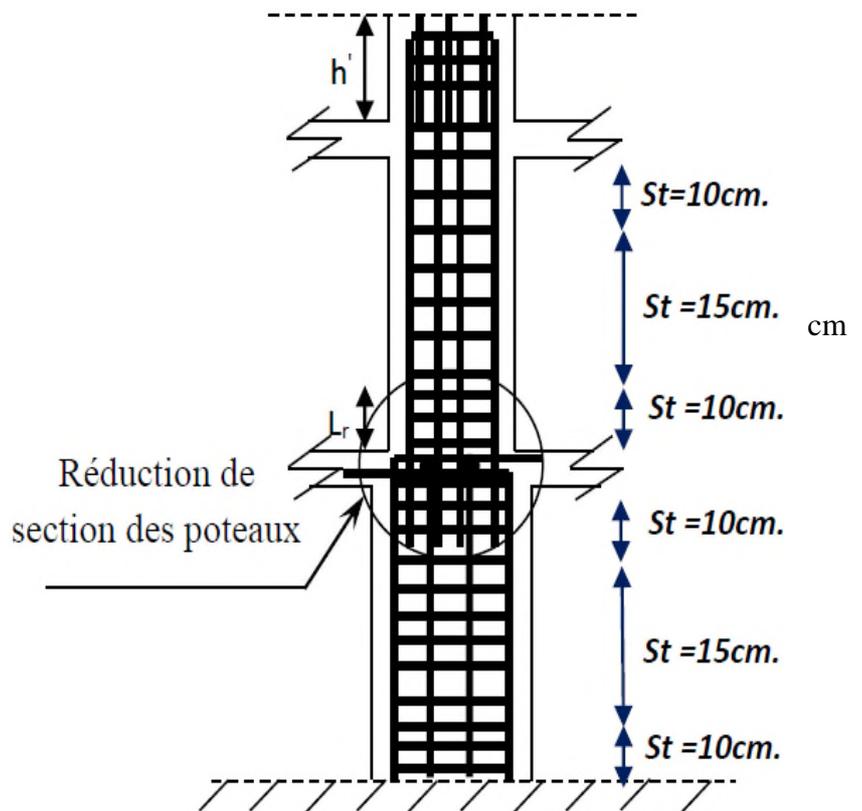


Figure V.3 Ferrailage des sections des poteaux

❖ Schéma de ferrailage des poteaux :

Sous-sol	RDC+etage1
<p>2HA20/Face 2HA14/Face</p> <p>60 cm</p> <p>60cm</p> <p>3cadre+</p> <p>2étrier Ø10</p>	<p>2HA20/Face 2HA16/Face</p> <p>60 cm</p> <p>55cm</p> <p>3cadre+</p> <p>2étrier Ø10</p>
étages 2,3	étages 4,5
<p>2HA20/Face 2HA14/Face</p> <p>55 cm</p> <p>55 cm</p> <p>3cadre+</p> <p>2étrier Ø10</p>	<p>2HA16/Face 2HA14/Face</p> <p>55 cm</p> <p>50 cm</p> <p>3cadre+</p> <p>2étrier Ø10</p>
étages 6,7	
<p>2HA16/Face 2HA14/Face</p> <p>50 cm</p> <p>50 cm</p> <p>4cadre Ø10</p>	

Tableau V.8 Ferrailage des sections des poteaux.

V.4 Etude des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles 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 deux types de poutres, les poutres principales, les poutres secondaires. Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **ETABS.V16**. Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

$$\begin{array}{ll} * 1.35G + 1.5Q & ; \quad * G + Q \\ * G + Q \pm E & ; \quad * 0.8G \pm E \end{array}$$

V.4.1.Recommandation du RPA99

a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est-à-dire : $A_l^{min} = 0.5\% \times b \times h$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - ✓ 4 % de la section de béton en zone courante.
 - ✓ 6 % de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ 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 à 90° .

b) Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.3\% \times s \times b$

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

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

Avec ϕ le plus petit diamètre des barres utilisées.

V.4.2 Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99V2003

Type de poutre	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone nodale	zone de recouvrement
Principale	40*30	6	48	72
Secondaire	35*30	5.25	42	63

Tableau V.9 Armatures les longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/2003

V.4.3. Sollicitations de calcul

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée}	M _{appui}	V	M _{travée}	M _{appui}	V
Sous-sol	46,6138	-57,9285	-93,0362	18,5268	-20,8978	34,4081
Etage courant	40,6542	-55,7398	-81,8401	16,7369	-26,2134	81,4705
Terrasse inaccessible	46,045	-59,0719	-90,8418	12,8737	-16,3854	42,2214

Tableau V.10 Les sollicitations les plus défavorables.

V.4.4 Ferrailage des poutres :

a. Armatures longitudinales

a.1 Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple)

➤ **Exemple de calcul**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (40×30) la plus sollicitée dans le sous-sol Avec les sollicitations suivantes : (Ma=-57.9285 KN.m Mt= 46.6138 KN.m).

▪ **Armatures en appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{57.9285 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37^2 \times 14.2} = 0.1 \rightarrow \mu_{bu} < 0.186 \rightarrow A' = 0; \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.13 \quad ; \quad z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.35m$$

calcul de A :
$$A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{57.9285 \times 10^{-3}}{0.35 \times 348} = 4.74 \text{ cm}^2$$

▪ **Armatures en travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{46.6138 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37^2 \times 14.2} = 0.08 \rightarrow \mu_{bu} < 0.186 \rightarrow A' = 0 \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.104 \quad ; \quad z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.36m$$

calcul de A :
$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{46.6138 \times 10^{-3}}{0.36 \times 348} = 3.77 \text{ cm}^2$$

Niv	Types	Section	Localisation	M (Kn.m)	Vu kn	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
Sous-sol	PP	40*30	appuis	-57.9285	-93.0362	4.74	6	3HA14+3HA12 = 8.01cm ²
			travée	46.6138		3.77		3HA14+3HA12 = 8.01cm ²
	PS	35*30	appuis	20.4665	34,4081	1.88	5.25	3HA14+2HA12 = 6.88 cm ²
			travée	18.5268		1.7		3HA14+2HA12 = 6.88 cm ²
Etage courant	PP	40*30	appuis	55.7398	-81,8401	4.56	6	3HA14+3HA12 = 8.01cm ²
			travée	40,6542		3.28		3HA14+3HA12 = 8.01cm ²
	PS	35*30	appuis	26.2134	81,4705	2.43	5.25	3HA14+2HA12 = 6.88 cm ²
			travée	16.7369		1.53		3HA14+2HA12 = 6.88 cm ²
Terrasse inaccessible	PP	40*30	appuis	59.0719	-90,8418	4.85	6	3HA14+2HA12 = 6.88 cm ²
			travée	46.045		3.73		3HA14+2HA12 = 6.88 cm ²
	PS	35*30	appuis	16.3854	42,2214	2.31	5.25	3HA14+1HA12 = 5.75 cm ²
			travée	12.8737		1.18		3HA14+1HA12 = 5.75 cm ²

Tableau V.11 Armatures longitudinales dans les poutres.

b. Les armatures transversales

➤ **Diamètre des armatures transversales**

Soit ϕ_t le diamètre des armatures transversales telle que

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

Poutres principales

$$\phi_t \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = 1.2 \text{ cm}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ $A_t = 4\text{HA8} = 2,10\text{cm}^2$ (1cadre + 1 étrier).

Poutres secondaires

$$\phi_t \leq \min\left(1.2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = 1 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des espacements des armatures transversales**

Selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

- **Zone nodale** $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{min}; 30 \text{ cm}\right)$ {
 - Poutres principales $S_t = 10\text{cm}$
 - Poutres secondaires $S_t = 8\text{cm}$

- **Zone courante** $S_t \leq \frac{h}{2}$ {
 - Poutres principales $S_t = 15\text{cm}$
 - Poutres secondaires $S_t = 15\text{cm}$

➤ **Vérifications des armatures transversales**

Pour les poutres principales : $A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35\text{cm}^2 < 2.01\text{cm}^2 \dots$ vérifiée

Pour les poutres secondaires : $A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35\text{cm}^2 < 2.01\text{cm}^2 \dots$ vérifiée

❖ **Vérification à l'ELU**

1) **Condition de non fragilité :**

$$\begin{cases} A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.34\text{cm}^2 < A_{cal} \rightarrow \text{Poutres principales} \\ A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.15\text{cm}^2 < A_{cal} \rightarrow \text{Poutres secondaires} \end{cases}$$

2) **Vérification des contraintes tangentielles**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Fissuration peu nuisible} \quad \bar{\tau}_u = \min(0.113 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Poutres	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Principales	93.0362	0.838	3.33	Vérifiée
Secondaires	34,4081	0.358	3.33	Vérifiée

Tableau V.12 Vérification de l'effort tranchant.

Donc on déduit qu'il n'y a pas de cisaillement car $\tau_u < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

- En appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ BAEL91 (Art IV. 1)
- En appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$ BAEL91 (Art IV. 2)

Poutres	A_l (cm^2)	V_u (MN)	M_a (MN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm^2)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$ (cm^2)	Observation
Principales	8.01	-93.0362	-57.9285	2.67	-2.33	Vérifiée
Secondaires	6.88	34,4081	20.4665	1	-1.05	Vérifiée

Tableau V.13 Vérification au cisaillement.

❖ **Vérification à l'ELS**

• **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier la contrainte de compression du béton est nécessaire.

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

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 : $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15[A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Principales	Appui	-41.55	13.67	90941.289	6.25	15	Vérifiée
	Travée	33.4254	13.67	90941.289	5.02	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	-15.3111	11.79	58540.014	3.08	15	Vérifiée
	Travée	11.7523	11.79	58540.014	2.37	15	Vérifiée

Tableau V.14 Vérification de l'état limite de compression du béton.

- **Vérification de la flèche** : D'après le **CBA93** et BAEL91/99, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

1) $\frac{h}{l} > \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \dots \dots \dots (1)$

2) $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (2)$

Poutres principales

Poutres secondaires

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{460} = 0.087 > \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) = 0.0625$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{8.01 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.37} = 0.00722 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{465} = 0.075 > \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) = 0.0625$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6.88 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.32} = 0.00717 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

3) $L < 8m$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.5 Vérification des zones nodales

Le **RPA99/2003 (Art 7.6.2)** exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|) \text{ Tel que :}$$

M_s : Moment résistant dans le poteau inférieur.

M_n : Moment résistant dans le poteau supérieur.

M_w : Moment résistant gauche de la poutre.

M_e : Moment résistant droit de la poutre.

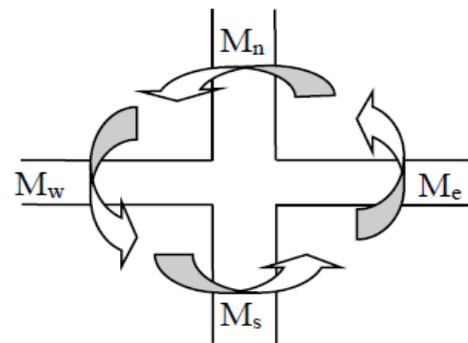


Figure V. 4 Les moments dans la zone nodale

V.4.5.1 Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad ; \quad \text{Avec : } Z = 0,9 \times h \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Niveau	h (m)	z (m)	A_s (cm ²)	M_R (kn.m)
Sous-sol	0.60	0.54	31.29	588
RDC+etage1	0.60	0.54	28.65	538.39
étages 2,3	0.55	0.495	24.89	428.76
étages 4,5	0.55	0.495	22.24	383.31
étages 6,7	0.50	0.45	20.36	318.84

Tableau V.15 Moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Poutres principales				Poutres secondaires			
	h (m)	z (m)	A _s (cm ²)	M _R (kn.m)	h (m)	z (m)	A _s (cm ²)	M _R (kn.m)
Sous-sol	0.4	0.36	8.01	100.35	0.35	0.315	6.88	75.42
Etage courant	0.4	0.36	8.01	100.35	0.35	0.315	6.88	75.42
Terrasse inaccessible	0.4	0.36	6.88	86.19	0.35	0.315	5.75	63.03

Tableau V.16 Moments résistants dans les poutres.

Niveau	M _s	M _n	M _s + M _n	poutres	M _w	M _e	1.25 (M _w + M _e)	Observation
Sous-sol	588	588	1176	PP	100.35	100.35	250.875	Vérifiée
				PS	75.42	75.42	188.55	
RDC+ Etage1	538.39	538.39	1076.78	PP	75.42	75.42	188.55	Vérifiée
				PS	75.42	75.42	188.55	
Etage2,3	428.76	428.76	857.52	PP	75.42	75.42	188.55	Vérifiée
				PS	75.42	75.42	188.55	
Etage4,5	383.31	383.31	766.62	PP	75.42	75.42	188.55	Vérifiée
				PS	75.42	75.42	188.55	
Etage6	318.84	318.84	637.68	PP	75.42	75.42	188.55	Vérifiée
				PS	75.42	75.42	188.55	
Etage7	318.84	318.84	637.68	PP	86.19	86.19	215.475	Vérifiée
				PS	63.03	63.03	157.575	

Tableau V.17 Vérification de la zone nodale

Interprétation des résultats

On voit que la condition du RPA n'est pas vérifiée dans tous les niveaux, mais la vérification est facultative selon RPA donc on peut les tolérer la non vérification de la condition.

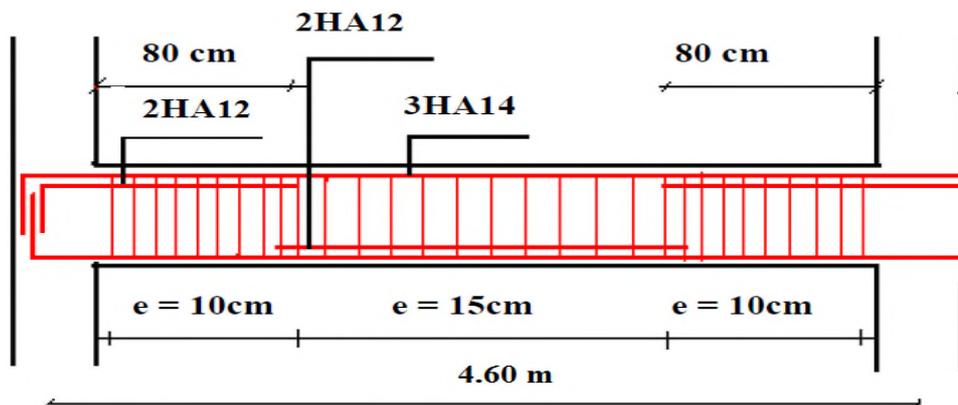


Figure V.5 Exemple de dispositions constructives de la poutre secondaire.

Sachant que : le recouvrement des barres sup seront aux travées.
 Le recouvrement des barres inf seront aux appuis.

Sous-sol		
type	appui	travée
poutre principale		
étages courants		
type	appui	travée
poutre principale		

poutre secondaire		
	terrasse inaccessible	
type	appui	travée
poutre principale		
	poutre secondaire	

Tableau V.18 Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires

V.5 Etude des voiles :

V.5.1.Introduction

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragmes. Entre chaque voile la sollicitation se répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation. Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol.

V.5.1.Exigence du RPA

Le RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité)

Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivants :

$$\begin{array}{ll} * 1.35G + 1.5Q & ; \quad * G + Q \\ * G + Q \pm E & ; \quad * 0.8G \pm E \end{array}$$

V.5.2. Recommandation du RPA 99/Version2003 (art 7.7.4.1)

1. Armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- $A_{min} = 0.2\% \times L_t \times e$ avec L_t : longueur de la zone tendue ; e : épaisseur du voile
- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

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

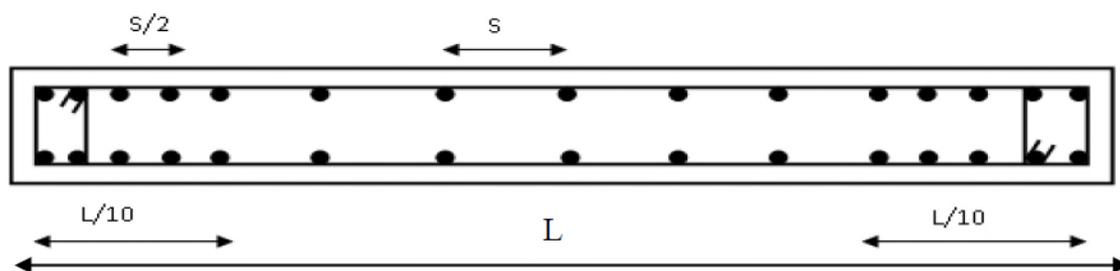


Figure V.6 : Disposition des armatures verticales (vue en plan).

2. Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement.

Elles doivent respecter les recommandations suivantes :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \varnothing$
- Le pourcentage minimal d'armatures est de :

- $A_{min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone extreme de voile
- $A_{min} = 0.10\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile
- $\emptyset \leq \frac{1}{10} \times e$
- On doit vérifier pour les armatures verticales et horizontales les conditions suivantes :
 - L'espace $S_t = \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm})$ avec e : épaisseur du voile .
 - les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par ml.

3. Les armatures transversales

Destinées essentiellement à empêcher les barres verticales de flamber, elles sont disposées en nombre de 4 épingles par m².

V.5.3 Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrailés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du ETABSV16 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes. Et on prend les plus défavorables :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{max} \rightarrow N_{corr}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{max} \rightarrow M_{corr}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{min} \rightarrow M_{corr}$)

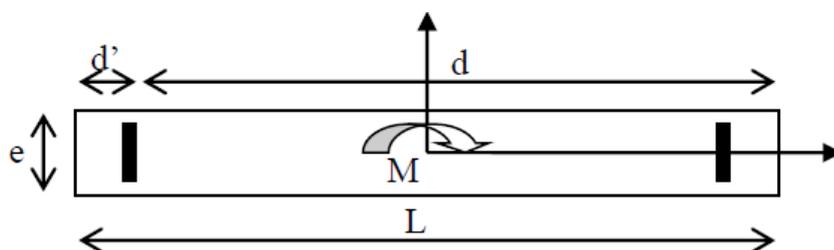


Figure V.7 Schéma d'un voile pleine

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ($e \times l$)

A_v^{min} : Section d'armature verticale minimale dans le voile ($A_v^{min} = 0.15\% \times e \times l$)

- A_v^{min} / ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue ($A_v^{min} / ten = 0.2\% \times e \times L_t$)
- $A_v^{min} / comp$: Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée ($A_v^{min} / comp = 0.1\% \times e \times L_e$)
- A_v^{cal} : section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} : section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : espacement.
- $A_h^{min} = 0.15\% \times e \times l$: section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- A_h^{cal} : section d'armature horizontale calculée
- A_h^{adop} : section d'armature horizontale adoptée par espacement

- N^{bre} : nombre de barre adoptée par espacement

V 5.4. Calcul des sollicitations

- Sens x-x' :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
Sous-sol et RDC	-1017,2858	-457,2055	-457,2055	-1017,2858	-107,0868	447,8345	274,4183
Etage 1,2	-666,5654	17,9594	241,1621	-344,101	-215,8688	238,0313	133,1735
Etage 3,4	-472,5175	-51,0647	-148,8904	-422,5045	-63,851	87,4874	108,2112
Etage 5,6	-339,3742	-143,2213	-143,2213	-339,3742	13,1242	66,0245	73,3055
Etage 7	-135,9114	10,5303	-95,9443	-83,8151	36,4243	58,0957	51,4494

Tableau V.19 Sollicitations maximales dans le voile $V_{x3} = 1,9$ m.

- Sens y-y' :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
Sous-sol et RDC	-1543,8281	-23,3504	-616,1086	-1344,8635	-389,879	600,8485	-318,4937
Etage 1,2	-1132,46	-43,5025	-345,5862	-927,6623	-297,4105	98,9363	-191,3133
Etage 3,4	-821,8242	-15,9565	-174,305	-641,9213	-106,0168	164,9624	-122,2948
Etage 5,6	-530,3589	-14,0522	-168,7284	-511,6694	-2,3456	140,1102	-81,0551
Etage 7	-235,2164	-63,658	69,9517	-8,3017	9,7334	66,8704	-49,0449

Tableau V.20 Sollicitations maximales dans le voile $V_{y2} = 2,3$ m.

➤ **Exemple de calcul**

✓ on prend comme exemple le voile $V_{y2} = 2,3$ m

$L = 230$ cm ; $e = 20$ cm $d' = 5$ cm D'où : $d = 225$ cm.

$N_{max} = -1543.8281$ $M_{corr} = -23.3504$ (ELU)

Situations courantes : $\gamma_b = 1,5$ et $\gamma_s = 1,15$ donc $f_{bu} = 14,2$ Mpa.

a) Calcul des armatures verticales :

$$e_g = \frac{M_u}{N_u} = \frac{23.3504}{1543.828} \times 100 = 1.525 < \frac{l}{2} = 115 \text{ cm}$$

⇒ Le centre de pression est à l'intérieur de la section, on doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1721.56 \text{ KN.m}$$

$$N_U(d - d') - M_{UA} = 1674.86 \text{ KN.m} < (0.337h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} = 4798.41 \text{ KN.m}$$

La section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.72156}{0.2 \times 2.25^2 \times 14.2} = 0.119 < \mu_l = 0.391 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow A' = 0;$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.159 ; \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} ; \quad z = d(1 - 0.4\alpha) = 2.11 \text{ m}$$

$$\text{calcul de A : } A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.72156}{2.11 \times 348} = 23.44 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_U}{f_{st}} = -20.293 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc on prend } A = 0.$$

▪ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma^{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = 3.49 \text{ MPa} \quad \sigma^{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = 3.22 \text{ MPa}$$

▪ **calcul des longueurs tendues et comprimées :**

$$L_t = \frac{\sigma^{max} \times L}{\sigma^{max} + \sigma^{min}} = 1.10 \text{ m} \quad L_c = L - 2L_t = 0.1 \text{ m}$$

▪ **armature minimal tendues et la zone comprimée**

$$A_v^{min} / \text{ten} = 0.2\% \times e \times L_t = 4.4 \text{ cm}^2$$

$$A_v^{min} / \text{comp} = 0.1\% \times e \times L_c = 0.2 \text{ cm}^2$$

▪ **armature minimal dans tout le voile**

$$\text{Selon RPA99/2003 on a : } A_v^{min} = 0.15\% \times e \times l = 6.9 \text{ cm}^2 \quad \text{Pour } e = 20 \text{ cm.}$$

▪ **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) \quad \text{on opte pour : } st \text{ 20 cm.}$$

▪ **Armatures horizontales** La section des armatures horizontales est calculée selon les formules suivantes :

$$V_{\max} = -318,4937 \text{ Kn.} \quad \text{Avec} \quad \tau_u = \frac{1.4 \times V}{e \times d} = 0.1 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq \frac{\tau_u \times b \times S_t}{0.8 \times f_e} = 0.125 \text{ cm}^2 \quad \text{en prend } st = 20 \text{ cm}$$

NB : le calcul des voiles sont fait par les sollicitations les plus défavorables

▪ Sens y-y' :

Niveau	Sous-sol et RDC	Etage 1,2	Etage 3,4	Etage 5,6	Etage 7
Section (cm ²)	230×20	230×15	230×15	230×15	230×15
M(KN.m)	23.3504	43.5025	15.9565	14.0522	63.658
N(KN)	-1543,8281	-1132,46	-821,8242	-530,3589	-235,2164
V(KN)	-318,4937	-191,3133	-122,2948	-81,0551	-49,0449
τ (MPa)	1	0.79	0.51	0.34	0.20
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
σ^{max} (MPa)	3.49	3.61	2.35	1.64	1.16
σ^{min} (MPa)	3.22	2.95	2.26	1.43	0.2
Section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
Lt (m)	1.1	1.03	1.13	1.07	0.34
Lc (m)	0.1	0.24	0.04	0.16	1.62
A_v^{cal} /face(cm ²)	0	0	0	0	0
A_v^{min} (cm ²)	6.9	5.18	5.18	5.18	5.18
N^{bre} /face	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
$A_{v.adoptée}$ (cm ²)	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85
St(cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.23	0.75	0.49	0.32	0.19
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adoptée}$ (cm ²)	1.57	1.57	1,01	1,01	1,01
N^{bre} / face	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
St(cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.21 Ferrailage du voile $V_{y2} = 2,3m$.

▪ Sens x-x' :

Niveau	Sous-sol et RDC	Etage 1,2	Etage 3,4	Etage 5,6	Etage 7
Section (cm ²)	190×20	190×15	190×15	190×15	190×15
M(KN.m)	-457,2055	17,9594	-51,0647	-143,2213	10,5303
N(KN)	-1017,2858	-666,5654	-472,5175	-339,3742	-135,9114
V(KN)	274,4183	133,1735	108,2112	73,3055	51,4494
τ (MPa)	1.04	0.67	0.55	0.37	0.26

$\bar{\tau}(MPa)$	5	5	5	5	5
$\sigma^{max}(MPa)$	6.49	2.54	2.22	2.77	0.71
$\sigma^{min}(MPa)$	-1.13	2.14	1.09	-0.39	0.36
Section	SPC	SEC	SEC	SPC	SEC
Lt (m)	0.28	0.87	0.62	0.23	0.64
Lc (m)	1.34	0.16	0.65	1.43	0.62
$A_v^{cal}/face(cm^2)$	0	0	0	0	0
$A_v^{min}(cm^2)$	5.70	4.28	4.28	4.28	4.28
$N^{bre}/face$	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
$A_{v,adoptée}(cm^2)$	7,85	7,85	7,85	7,85	7,85
St(cm)	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2)$	1.30	0.63	0.52	0.37	0.24
$A_h^{min}(cm^2)$	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adoptée}(cm^2)$	1,57	1,57	1,01	1,01	1,01
$N^{bre}/face$	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
St(cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.22 Ferrailage du voile $V_{x3} = 1,9 m$.

❖ Exemples de schéma de ferrailage d'un voile V_x

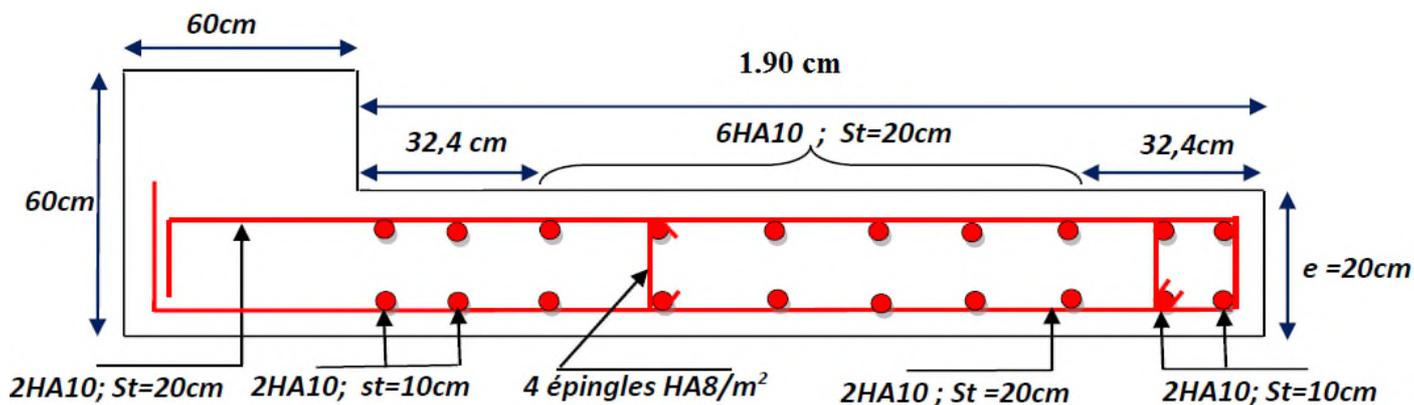


Figure V.8 Schéma de ferrailage du voile $V_x = 1,90\text{ m}$ (Sous-sol+ RDC)

V. 6 Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle vis-à-vis de la résistance et la transmission des sollicitations, la section minimale d'armature exigé par le RPA99/2003 est importante car il favorise la sécurité avant l'économie.

Les ferrailages sont adoptés en respectant les recommandations du RPA99/2003 et le BAEL91/99.

Chapitre VI

VI.1. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Type de fondation

VI.2.1. Les différents types de fondation

Le D.T.U 13-12 définit les différents types de fondation en fonction du rapport D/B qui sont :

- ✓ $D/B \leq 6$: fondation superficielle (isole ; filant ou radier générale)
- ✓ $6 < D/B < 10$: fondation semi profonde (puits)
- ✓ $D/B \geq 10$: fondation profonde (pieu ...)

VI.2.2. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie le radier général nervuré.

- Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1.36 bar à une profondeur de 1.5 m.

VI.2.3. Capacité portante du sol d'assise :

L'assiette choisie au taux de travail à adopter est de **1.36 bars**, pour une profondeur d'encrage de 1.5 m

VI.2.4. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$* G + Q \pm E \quad ; \quad * 0.8G \pm E$$

VI.3. Etude des fondations

VI.3.1. Radier général

1. Pré dimensionnement

Dans notre cas on opte pour un radier général nervuré afin d'augmenter sa rigidité. Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

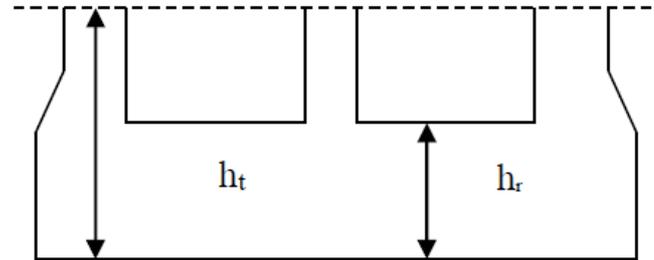


Figure VI.1 Dimension du radier.

✓ **Condition de coffrage**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \quad h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$$

h_t : hauteur des nervures ; h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs $L_{max}=4.65m$

Ce qui donne : $h_t \geq 46.5m$ et $h_r \geq 23.25$

✓ **La condition de rigidité**

Pour un radier rigide, il faut que $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$ avec $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$

L_e : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7$ KN/m².

I : Inertie de la section du radier. b : La largeur de la semelle.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen ($\sigma_{adm} = 1.36$ bar) $K = 4 \times 10^4$ KN/m³

$$I = \frac{bh_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times k}{\pi^4}} = 0.659 \text{ Donc } h_t = 70 \text{ cm}$$

$$\text{Surface du radier : } S_{radier} \geq \frac{N}{\sigma_{adm}} = \frac{43.691601}{0.136} = 321.26 \text{ m}^2$$

$$S_{radier} = 321.26 \text{ m}^2 \leq S_{batiment} = 343.35 \text{ m}^2 \rightarrow \text{donc on prend } S_{radier} = S_{batiment} = 343.35 \text{ m}^2$$

✓ **Condition de cisaillement :**

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_d}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right) = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots (1)$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max} \times 1m}{2 \times S_{radier}} \Rightarrow V_d = \frac{43691.601 \times 4.65 \times 1}{2 \times 343.35} = 295.86 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{V_d \times b}{2.5} = \frac{295.86 \times 10^{-3} \times 1}{2.5} = 0.12m \text{ soit } d = 15 \text{ cm}$$

$$de (1) \rightarrow \tau_{bu}^{max} = \frac{V_d}{1 \times 0.15} = 1.97 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

$h_t = 70\text{cm}$ pour les nervures du radier.

$h_r = 25\text{cm}$ pour la dalle du radier.

2. Les vérifications :

➤ **Vérification au poinçonnement**

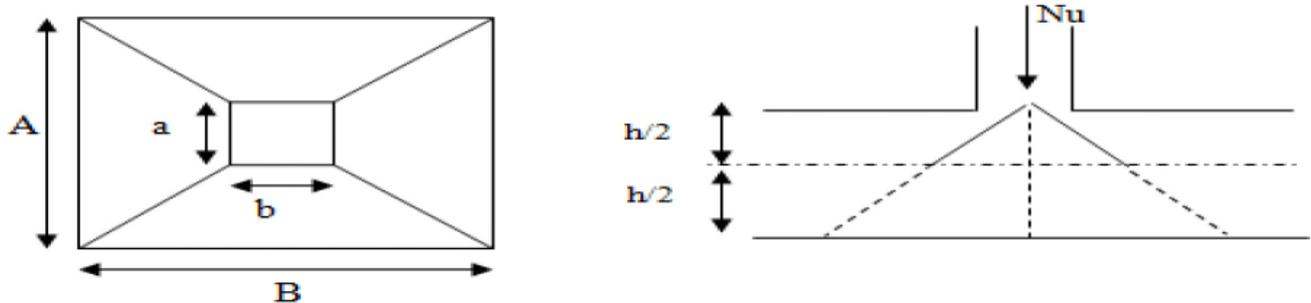


Figure VI.2 Zone de contact poteau- radié

Il faut vérifier que : $N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots$ BAEL99 (article A. 5.2, 41),

Avec : N_d : L'effort normal de calcul.

h_t : L'épaisseur du radier.

U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$a = b = 0.6 \text{ m} \Rightarrow U_c = 2 \times (A \times B) \text{ avec } A = B = a + h_t = b + h_t = 0.6 + 0.70 = 1.3 \text{ m} \Rightarrow U_c = 5.2\text{m}$$

$$N_d = 1.787722 \leq 0.045 \times 5.2 \times 0.7 \times \frac{25}{1.5} = 2.73 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

(Pas d'armatures d'effort tranchant)

➤ **Vérification des contraintes dans le sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal Il faut vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol} ; \quad \sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times e \text{ dans les deux sens}$$

N : L'effort normale du aux charges verticales.

M_y, M_x : Moment sismique à la base tiré du logiciel **ETABS V16**.

NB : L'effort normal N et le moment doivent être à l'ELS

Donne : $N = 31979.922 \text{ Kn}$; $M_x = 24984.314 \text{ Kn, m}$; $M_y = 23851.956$; $S_{radier} = 343.35 \text{ m}^2$

- **Dans le sens x-x**

D'après le programme **SOCOTEC**, on a les caractéristiques suivant : $I_{XG} = 12029.2616 \text{ m}^4$; $X_G = 7.59 \text{ m}$.

$$\sigma_{max} = \frac{31.979922}{343.35} + \frac{24.984314}{12029.261} \times 7.59 = 0.109 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{31.979922}{343.35} - \frac{24.984314}{12029.2616} \times 7.59 = 0.077 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = 0.101 \text{ MPa} < 0.136 \text{ MPa}$$

- **Dans le sens y-y**

D'après le programme **SOCOTEC**, on a les caractéristiques suivant : $I_{XG} = 6143.1697 \text{ m}^4$; $X_G = 10.622 \text{ m}$.

$$\sigma_{max} = \frac{31.979922}{343.35} + \frac{23.851956}{6143.1697} \times 10.622 = 0.134 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{31.979922}{343.35} - \frac{23.851956}{6143.1697} \times 10.622 = 0.052 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = 0.114 \text{ MPa} < 0.136 \text{ MPa}$$

Remarque : Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens.

➤ **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon (*Article 10.1.5*)RPA99V2003, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{Sens x - x : } e = \frac{24.984314}{31.979922} = 0.78 \text{ m} \leq \frac{15.15}{4} = 3.7875 \text{ m}$$

$$\text{Sens y - y : } e = \frac{23.851956}{31.979922} = 0.74 \text{ m} \leq \frac{21.2}{4} = 5.3 \text{ m}$$

Pas de risque au renversement dans les deux sens.

➤ **Vérification de la poussé hydrostatique**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{radier} \times \gamma_w$$

Avec :

f_s : Coefficient de sécurité ($f_s=1.15$) ;

H : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment ($H = 3.20 + 1.5=4.70 \text{ m}$)

S_{radier} : Surface du radier ($S_{radier} = 343.35 \text{ m}^2$) ;

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

$N = 31979922 \text{ KN} \geq 1.15 \times 4.7 \times 10 \times 343.35 = 18558.0675 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

VI.4 Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple. Le calcul se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour les autres.

$L_x = 4.60 \text{ m}$ et $L_y = 4.65 \text{ m}$

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.3 = 7.5 \text{ KN/m}^2$$

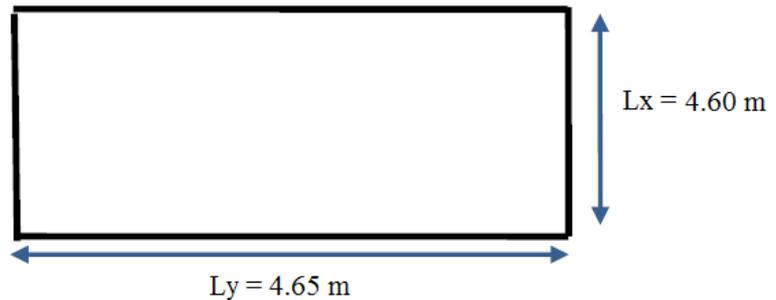


Figure VI.3 Dalle sur quatre appuis.

➤ **Calcul des sollicitations**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{43691.601}{343.35} + 1.35 \times 7.5 = 137.38 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_{ser} = \frac{31979.922}{343.35} + 7.5 = 100.64 \text{ KN/m}^2$$

Avec N_u est l'effort normal ramené par la superstructure, et G_0 le poids propre du radier.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.6}{4.65} = 0.99 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

L'ELU

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0376 \\ \mu_y = 0.9771 \end{cases} \dots \dots \dots \text{Annexe II}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0376 \times 137.38 \times 21.16 = 109.30 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x = 0.9771 \times 109.30 = 106.80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_x = 92.91 \text{ KN.m} ; M_t^y = 0.85 \times M_y = 90.78 \text{ KN.m} \dots \dots \text{Moment en travées} \\ M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_x = 54.65 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Moment en appuis} \end{cases}$$

L'ELS

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0449 \\ \mu_y = 0.9847 \end{cases} \dots \dots \dots \text{Annexe II}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0449 \times 100.64 \times 21.16 = 95.62 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x = 0.9847 \times 95.62 = 94.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_x = 81.28 \text{ KN.m} ; M_t^y = 0.85 \times M_y = 80.04 \text{ KN.m} \dots \text{Moment en travées} \\ M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_x = 47.81 \text{ KN.m} \dots \text{Moment en appuis} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage de la dalle**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m. Le ferraillage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0,30) \text{ m}^2$

➤ **Calcul de A_{min}**

$$\begin{cases} e > 12 \text{ cm} \\ \rho \geq 0.4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.99}{2} \right) \times 100 \times 30 = 2.412 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^y = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Espacement des armatures**

Pour les deux sens : $S_t \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

Position	Sens	Mu KN.m	A_{Cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{Choisit}$ (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	92.91	10.38	2.41	7HA14=10.78	14
	Selon y	90.78	10.13	2.40	7HA14=10.78	14
En appuis	Selon x-y	54.65	5.98	2.41	5HA14=7.77	20

Tableau VI.1 : Ferraillage du radier

➤ **Vérification à L'ELS**

• **Vérification des contraintes du béton et d'acier**

Position	Sens	M_{ser} (KN.m)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
En travée	X-X	81.28	$9.61 \leq 15$	vérifiée	$335.18 > 201.63$	Non vérifiée
	Y-Y	80.04	$9.49 \leq 15$	vérifiée	$330.06 > 201.63$	Non vérifiée
En appuis	X-Y	47.81	$6.40 \leq 15$	vérifiée	$269.66 > 201.63$	Non vérifiée

Tableau VI.2 Les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

Recalcule à L'ELS

Position	Sens	Ms KN.m	A_{ELU} (cm ² /ml)	A_{ser} (cm ² /ml)	$A_{Choisit}$ (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	81.28	10.38	16.90	9HA16=18.10	11
	Selon y	80.04	10.13	16.63	9HA16=18.10	11

En appuis	Selon x-y	47.81	5.98	9.66	7HA14=10.78	14
-----------	-----------	-------	------	------	-------------	----

Tableau VI.3 Les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

❖ Schéma de ferrailage

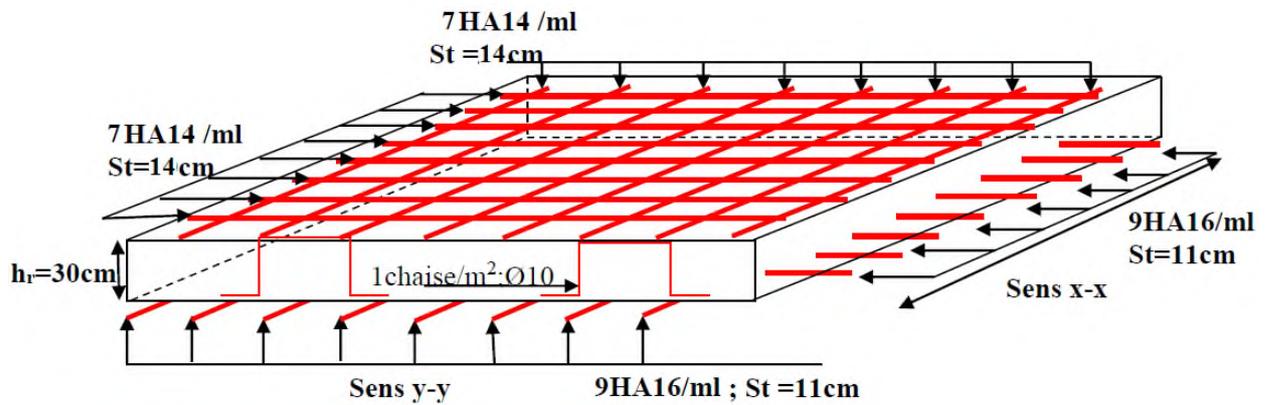


Figure VI.4 Schéma de ferrailage de radier.

V.5 Ferrailage des nervures

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture).

Pour la simplification des calculs on ferraille la nervure la plus sollicitée, et on adopte le même ferrailage pour les autres nervures.

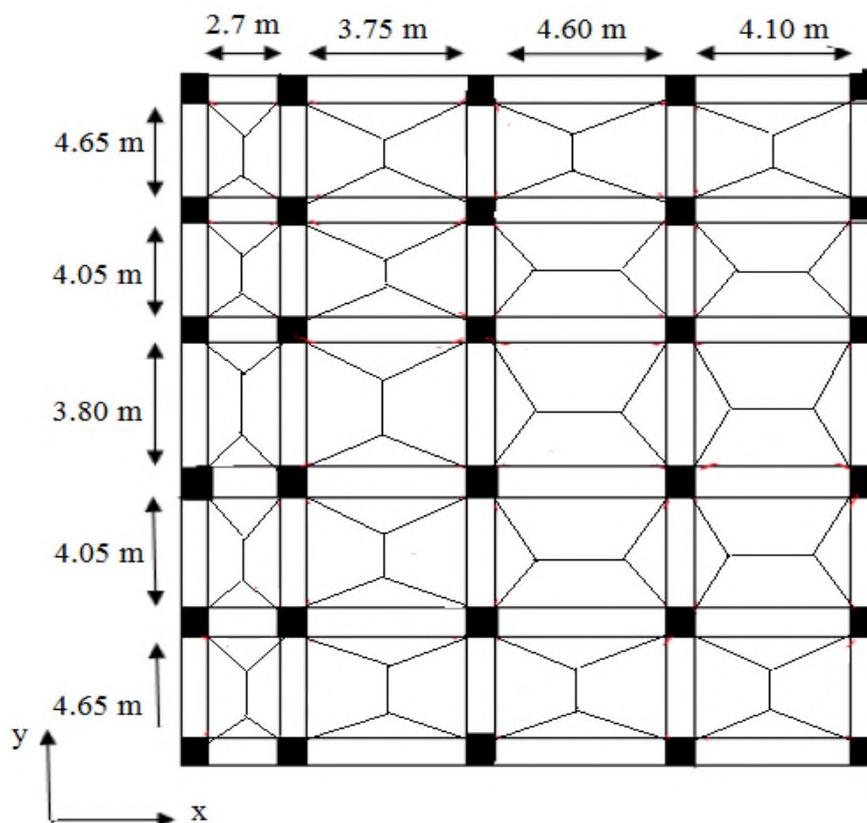


Figure VI.5 Schéma de rupture des dalles de radier.

➤ **Cas de charge équivalent**

✓ **Cas d'une seule charge :** $q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x$ et $q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x$

✓ **Cas de charges trapézoïdales :** $q_m = \frac{p}{3} \times \left(1 - \frac{\rho^2 g}{3}\right) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times \left(1 - \frac{\rho^2 d}{3}\right) \times l_{xd}$

$$q_v = \frac{p}{3} \times \left(1 - \frac{\rho g}{3}\right) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times \left(1 - \frac{\rho d}{3}\right) \times l_{xd}$$

➤ **Calcul des sollicitations :** le calcul des nervure ce fait de la même manier que les poutrelles (ferraillé en flexion simple).

• **Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g \times l'_g + P_d \times l'_d}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l & \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$ Avec $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

• **Moments en travée**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

Avec ; $M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$ et $x = \frac{1}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$ $\begin{cases} q_u = 137.38 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = 100.64 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

Pour le calcul on prend la nervure le plus sollicitée.

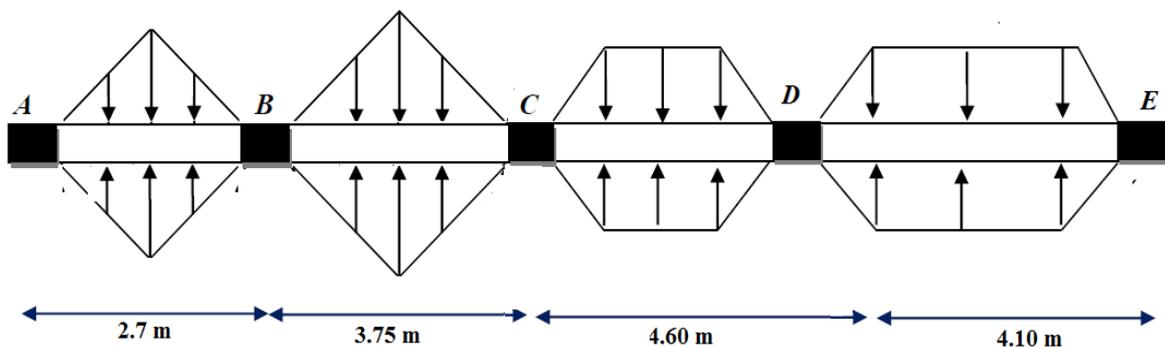


Figure VI.6 Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x.

travée	L(m)	P _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀	M _t (KN.m)
AB	2.7	187.75	18.78	234.50	1.93	70.92
BC	3.75	283.92	234.50	485.46	2.36	167.11
CD	4.60	399.28	485.46	568.20	2.41	249.10
DE	4.10	354.02	568.20	43.30	1.14	190.46

Tableau VI.4 Sollicitations de la nervure à l'ELU dans le sens x-x.

travée	L(m)	P_u (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0	M_t (KN.m)
AB	2.7	137.74	14.27	171.78	1.93	52.08
BC	3.75	207.99	171.78	355.63	2.36	122.41
CD	4.60	292.50	355.63	409.20	2.41	118.34
DE	4.10	248.94	409.20	31.72	1.14	134.44

Tableau VI.5 Sollicitations de la nervure à l'ELS dans le sens x-x.

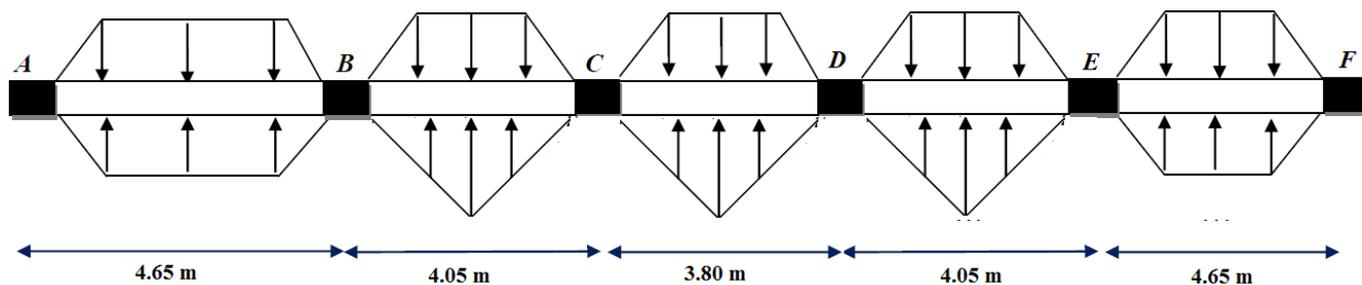


Figure. VI.7 Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.

Travée	L(m)	P_u (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0	M_t (KN.m)
AB	4.65	357.09	55.70	694.31	3.32	208.34
BC	4.05	313.44	694.31	353.76	1.41	320.06
CD	3.80	292.69	353.76	353.76	1.90	106.29
DE	4.05	313.44	353.76	694.31	2.64	320.06
EF	4.65	357.09	694.31	55.70	1.33	208.34

Tableau VI.6 Sollicitations de la nervure à l'ELU dans le sens y-y.

travée	L(m)	P_u (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0	M_t (KN.m)
AB	4.65	261.58	40.80	420.08	3.13	56.97
BC	4.05	229.61	420.08	254.99	1.61	157.07
CD	3.80	214.42	254.99	254.99	1.90	73.33
DE	4.05	229.61	254.99	420.08	2.43	156.25
EF	4.65	261.58	420.08	40.80	1.51	58.60

Tableau VI.7 Sollicitations de la nervure à l'ELS dans le sens y-y.

• **Ferraillage :**

Les nervures sont des poutres continues, de section en T, elles sont ferraillées à la flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

$h=70 \text{ cm} ; h_0=30 \text{ cm} ; b_0=60 \text{ cm}$

$b \leq 2 \times \min\left(\frac{l^{min}}{10} ; \frac{l^{max}}{2}\right) + b_0$

$\rightarrow \text{sens } x : b \leq \min\left(\frac{2.05}{10} ; \frac{3.95}{2}\right) \times 2 + 0.6 = 1.01 \text{ m}$

$\rightarrow \text{sens } y : b \leq \min\left(\frac{3.20}{10} ; \frac{4.05}{2}\right) \times 2 + 0.6 = 1.24 \text{ m}$

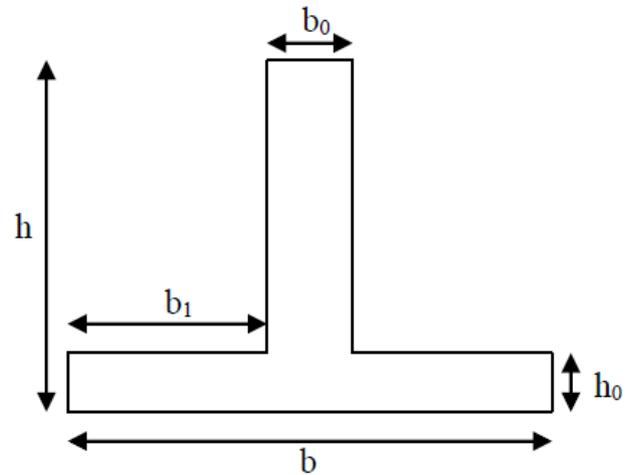


Figure VI.8 Section à ferraillé.

Sens	Localisation	Mu(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix
X-X	Travée	249.10	11.25	8.96	15.39	10HA14
	Appui	568.20	26.42		28.65	4HA20+8HA16
Y-Y	Travée	320.06	14.47	9.73	16.08	2HA16+8HA14
	Appui	694.31	32.28		34.95	2HA25+8HA20

Tableau VI.8 Résumé des résultats du ferraillage des nervures

➤ **Les Vérifications**

• **Vérification de l'effort tranchant**

$V_1 = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l} ; V_2 = -\frac{q \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l}$

$V = \max(V_1, V_2) \rightarrow V = 0.457MN$

$\rightarrow \tau_u = \frac{V}{b \times d} = 0.557 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$

• **Armatures transversales**

$\phi_t \geq \min\left(\frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \phi_t^{min}\right)$

$\phi_t \geq \min(6 \text{ mm} ; 20 \text{ mm} ; 16 \text{ mm}) = 6 \text{ mm}$ soit $\Phi 10$ et $A_{tra} = 4\Phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2$

D'où on adoptera un espacement entre les armatures transversales $St=15 \text{ cm}$.

• **Armatures de peau :**

D'après le CBA (Article A.7.3), on doit mettre des armatures de peau de section $A_p=3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ par la hauteur des nervures.

Nous avons : $h_n = 70 \text{ cm} \Rightarrow A_p = 3 \times 0.7 = 2,1 \text{ cm}^2$. On adopt $2HA14 = 3,08 \text{ cm}^2/\text{face}$.

• Vérification des contraintes

sens	Position	$M_{ser}(KN.m)$	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b(MPa)$	Observation	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s(MPa)$	Observation
X-X	Travée	134.44	$3.23 \leq 15$	vérifiée	$180.61 < 201.63$	vérifiée
	Appui	409.20	$7.10 \leq 15$	vérifiée	$244.44 > 201.63$	Non vérifiée
Y-Y	Travée	157.07	$3.32 \leq 15$	vérifiée	$159.77 < 201.63$	vérifiée
	Appui	420.08	$9.61 \leq 15$	vérifiée	$293.98 > 201.63$	Non vérifiée

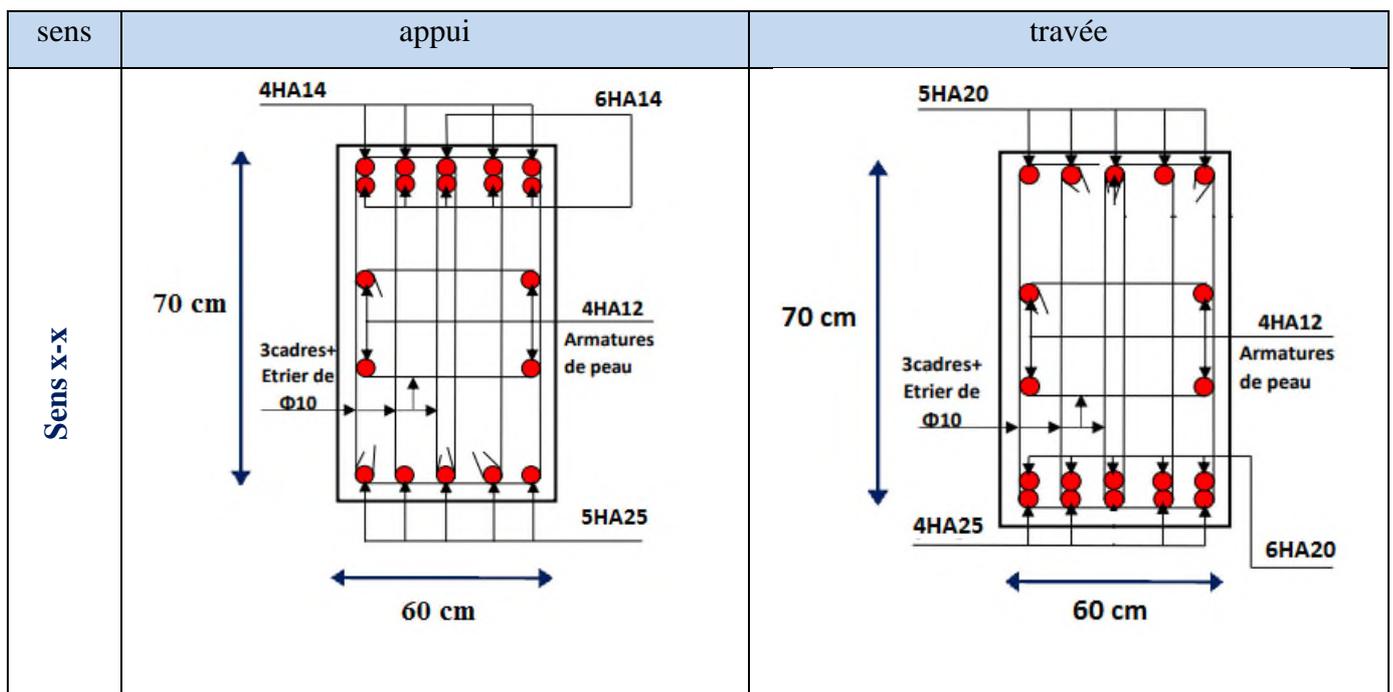
Tableau VI.9 Résumé des résultats (vérification des contraintes).

• Recalculé à L'ELS

sens	Position	Ms KN.m	A_{ser} (cm^2/ml)	$A_{Choisit}$ (cm^2/ml)
X-X	Travée	134.44	11.25	10HA14=15.39
	Appui	409.20	35.05	4HA25+6HA20=38.48
Y-Y	Travée	157.07	14.47	2HA16+8HA14=16.08
	Appui	420.08	35.37	4HA25+6HA20=38.48

Tableau VI.10 Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

❖ Schémas de ferrailage des nervures



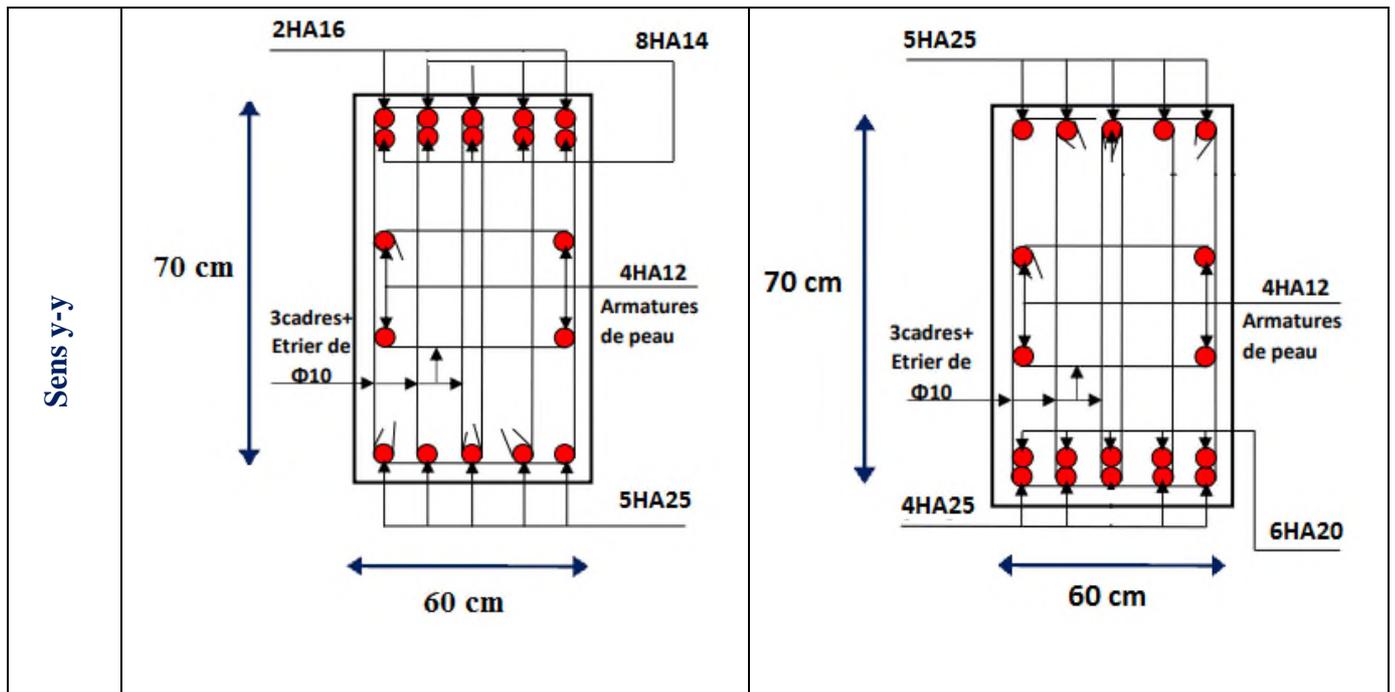


Tableau VI.11 Ferrailage des nervures selon les deux sens.

VI.6 Étude du voile périphérique

VI.6.1 Introduction :

Selon le **RPA 99/ 2003**, les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base, il doit satisfaire les conditions suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal d'armature est de 0.1 % dans les deux sens.
- Les ouvertures dans les voiles ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.6.2 Dimensionnement du voile :

On se contentera de prendre le panneau le plus défavorable.

- La hauteur : $h = 3.20$ m
- La longueur : $L = 4.60$ m
- Épaisseurs : $e = 0.20$ m

VI.6.3 Caractéristique du sol :

Poids spécifique : $\gamma = 20$ KN/m³

Angle de frottement : $\varphi = 14^\circ$

La cohésion : $c = 0.55$ bars

VI.6.4 Évaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

➤ **Poussée des terres :**

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

$$G = 3.20 \times 20 \times \tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{14}{2} \right) - 2 \times 0.55 \times \tan \left(\frac{180}{4} - \frac{14}{2} \right) = 38.20 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 38.20 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Surcharges accidentelles :**

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

$$Q = q \times \left[\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2 \times c}{h \times \gamma} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

$$Q = 5.97 \text{ KN/m}^2$$

VI.6.5 Ferrailage du voile périphérique :

VI.6.5.1 Méthodologie de calcul

Le voile périphérique sera 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.

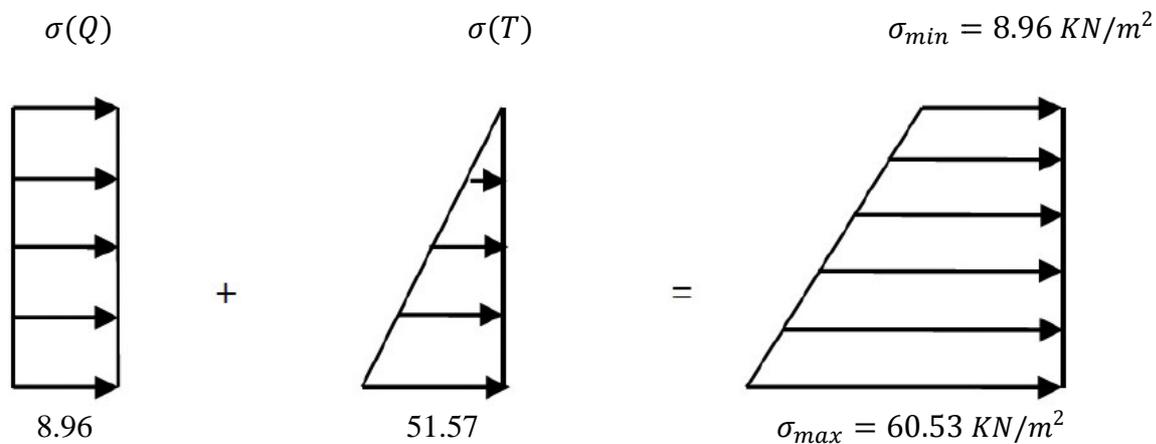


Figure.VI.9 Répartitions des contraintes sur le voile périphérique

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 47.64 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_m \times 1 = 47.64 \text{ KN/m}^2$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable.

$$\begin{cases} l_x = 3.20 \text{ m} \\ l_y = 4.60 \text{ m} \end{cases} \quad \begin{cases} b = 1 \text{ m} \\ e = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.70 < 0.4 \rightarrow \text{la dalle travail dans deux sens.}$$

$$\rho = 0.70 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.4320 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 0.0684 \times 47.64 \times 10.24 = 33.37 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.4320 \times 33.37 = 14.42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{0x} = 28.36 \text{ KN.m} ; M_t^y = 0.85 \times M_{0y} = 12.26 \text{ KN.m} \dots \text{Moment en travées} \\ M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_{0x} = 16.69 \text{ KN.m} \dots \text{Moment en appuis} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de (b x e) m²

Les résultats de calcul de ferrailage sont dressés dans le Tableau :

Avec $A_{min} = 0.1\% \times b \times h$

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travées	X-X	28.36	0.069	0.089	0.164	4.97	2	5HA12 = 5.65
	Y-Y	12.26	0.029	0.038	0.167	2.11	2	5HA10 = 3.93
Appuis		16.69	0.041	0.052	0.166	2.88	2	5HA10 = 3.93

Tableau VI.12. Ferrailage du voile périphérique.

• **Espacement :**

$$\begin{cases} \text{sens X - X : } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{sens Y - Y : } S_t \leq \min(2e ; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

• **Vérifications :**

$$\begin{cases} e > 12 \text{ cm} \\ \rho \geq 0.4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.7}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.84 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^y = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

• **Calcul des efforts tranchants :**

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{47.64 \times 3.20}{2} \times \frac{4.6^4}{4.6^4 + 3.20^4} = 51.37 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{47.64 \times 4.60}{2} \times \frac{3.2^4}{4.6^4 + 3.20^4} = 35.73 \text{ KN} \end{cases}$$

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{51.37 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.302 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \text{les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

❖ L'ELS

• Calcul des moments :

$$\rho = 0.70 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0743 \\ \mu_y = 0.5817 \end{cases}$$

Soit :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = G + Q = 38.20 + 5.97 = 44.17 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = Q = 5.97 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

Donc

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 34.62 \text{KN/m}^2 \\ q_s = \sigma_m \times 1 \text{ml} = 34.62 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

• Les moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 0.0743 \times 34.62 \times 10.24 = 26.34 \text{KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.5817 \times 26.34 = 15.32 \text{KN.m} \end{cases}$$

• Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{0x} = 22.39 \text{KN.m} ; M_t^y = 0.85 \times M_{0y} = 13.02 \text{KN.m} \dots \text{Moment en travées} \\ M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_{0x} = 13.17 \text{KN.m} \dots \text{Moment en appuis} \end{cases}$$

• Vérification des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \end{cases}$$

Position	Sens	M _{ser} (KN.m)	σ _b ≤ σ _b (MPa)	Observation	σ _s ≤ σ _s (MPa)	Observation
En travée	X-X	22.39	5.39 ≤ 15	vérifiée	218.62 > 201.63	Non vérifiée
	Y-Y	13.02	4.23 ≤ 15	vérifiée	206.23 > 201.63	Non vérifiée
En appuis	X-Y	13.17	4.28 ≤ 15	vérifiée	207.78 > 201.63	Non vérifiée

Tableau VI.13 Les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

Recalcule à L'ELS

Position	Sens	Ms KN.m	A _{ser} (cm ² /ml)	A _{choisit} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	22.39	7.25	5HA14=7.70	20
	Selon y	12.02	4.12	5HA12=5.65	20
En appuis	Selon x-y	12.17	4.17	5HA12=5.65	20

Tableau VI.14 Les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

❖ Schéma de ferrailage

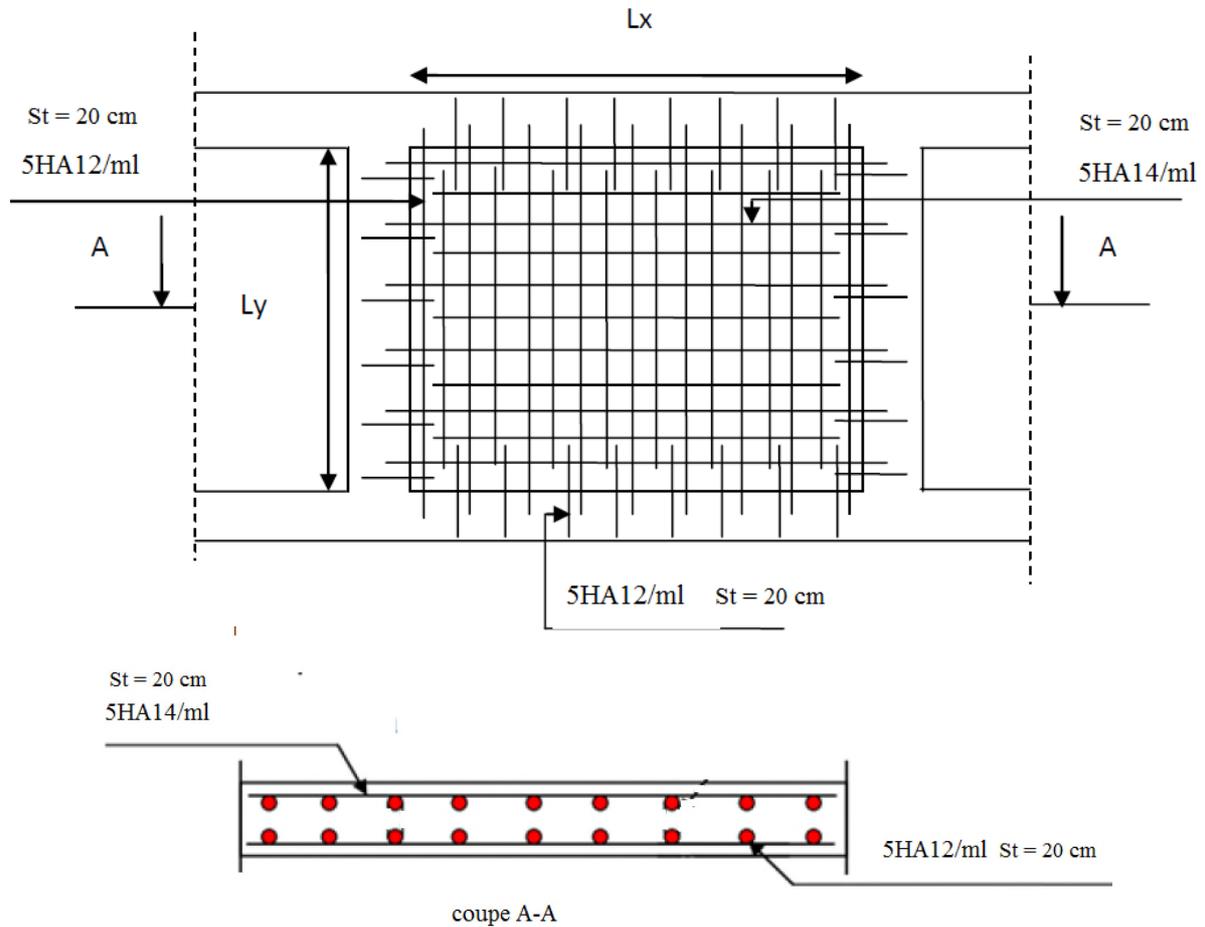


Figure VI.10 Schéma de ferrailage du voile périphérique.

V.7 Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution à été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. La même raisons dans le cas de semelle filante. Nous avons adopté un radier nervuré

Conclusion générale

Conclusion générale

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, Il nous a aussi permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'un ingénieur en génie civil et d'utiliser le logiciel ETABS v16. Pour dresser un modèle de l'ouvrage, Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux , ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Il est important aussi de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux laquelle à son tour garantira la résistance de la structure, avec la mise en place des procédures de contrôle adéquates.

Bibliographie

Bibliographie

- **R.P.A 99/ version2003** (Règles Parasismiques Algériennes: DTR BC 2.48, 1999/ver2003)
- **BAEL91 modifié 99**(Béton Armé aux États Limites) et **DTU** associés (deuxième édition2000).
- **C.B.A93** (Code du béton armé DTR-BC 2.41, 1993).
- **DTR B.C.2.2** (Charges permanentes et surcharges d'exploitation. Edition 1989).
- **DTR B.C.2.33.1** (Règle de calcul des fondations superficielles. édition 1992).

ANNEXES

Annexe I :

Conclusion du rapport du sol

8. CONCLUSIONS

Le site destiné pour la réalisation d'une promotion immobilière est situé sur un versant de pente raide terrassé en plates formes disposées en gradin.

Il est limité au Nord par des constructions et un ravin, à l'Est par la route menant vers tizi n'berber, au sud par l'ancienne poste et à l'Ouest par des bâtisses.

Le sous sol est constituée par des argiles beiges gravelo-caillouteuses, des passages alluvionnaires composés par des sables, graviers et cailloutis reposant sur des marnes schisteuses grises à bleuâtres.

Compte-tenu de la nature du sous sol et les résultats des essais pénétrométriques, nous vous recommandons :

- Pour la partie Avale (Bloc A) : des fondations superficielles de type radier ancrées à partir de 1.5m de profondeur et de prendre une contrainte admissible allant de l'ordre de 1,8 bars.
- Pour la partie Amont (Bloc B) : des fondations superficielles de type radier ancrées à partir de 1.5m de profondeur et de prendre une contrainte admissible allant de l'ordre de 1,36 bars.

Afin d'assurer la stabilité des fondations de l'ouvrage et du versant, il ya lieu d'effectuer :

- un drainage efficace des eaux pluviales et de surface
- Conforter les talus laissés par les terrassements par des dispositifs de soutènement (une étude de stabilité est nécessaire).
- Prendre en compte la sismicité de la région dans le calcul des bétons armés de structure.

Les caractéristiques géotechniques à prendre en considération pour la construction de dispositifs de confortements sont :

$$\gamma_h = 2 \text{ t/m}^3$$

$$0.5 < C_{uu} < 0.6 \text{ bars}$$

$$12 < \varphi_{uu} < 15^\circ$$

Les analyses chimiques indiquent que ces sols ne présentent aucune agressivité pour les bétons hydrauliques de l'infrastructure.

INGENIEUR CHARGE D'ETUDE

L.BENMEZIANE

DIRECTEUR

Annexe II :

Valeurs de μ_x et μ_y pour le calcul des dalles pleines.

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	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	1.000

Annexe III

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

Annexe IV

DÉPARTEMENT DE LA GUYANE, DE LA FROISSE ET DU MOYEN ET HIGUAYENNES		Prévisions de la production industrielle (en millions de francs)												
Année	Mois	Prévisions de la production industrielle (en millions de francs)												
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1980	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
1981	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
1982	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
1983	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
1984	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
1985	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
1986	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
1987	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
1988	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
1989	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
1990	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
1991	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
1992	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
1993	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
1994	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
1995	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
1996	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
1997	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
1998	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
1999	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2000	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2001	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2002	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2003	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2004	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2005	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2006	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2007	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2008	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2009	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2010	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2011	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2012	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2013	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2014	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2015	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2016	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2017	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2018	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2019	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2020	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2021	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2022	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2023	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2024	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2025	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2026	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2027	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2028	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2029	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2030	Janv.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

PRODUCTION INDUSTRIELLE

1. DÉPARTEMENT DE LA GUYANE, DE LA FROISSE ET DU MOYEN ET HIGUAYENNES

2. Évolution de la production industrielle (en millions de francs)

1980 : 100

1981 : 100

1982 : 100

1983 : 100

1984 : 100

1985 : 100

1986 : 100

1987 : 100

1988 : 100

1989 : 100

1990 : 100

1991 : 100

1992 : 100

1993 : 100

1994 : 100

1995 : 100

1996 : 100

1997 : 100

1998 : 100

1999 : 100

2000 : 100

2001 : 100

2002 : 100

2003 : 100

2004 : 100

2005 : 100

2006 : 100

2007 : 100

2008 : 100

2009 : 100

2010 : 100

2011 : 100

2012 : 100

2013 : 100

2014 : 100

2015 : 100

2016 : 100

2017 : 100

2018 : 100

2019 : 100

2020 : 100

2021 : 100

2022 : 100

2023 : 100

2024 : 100

2025 : 100

2026 : 100

2027 : 100

2028 : 100

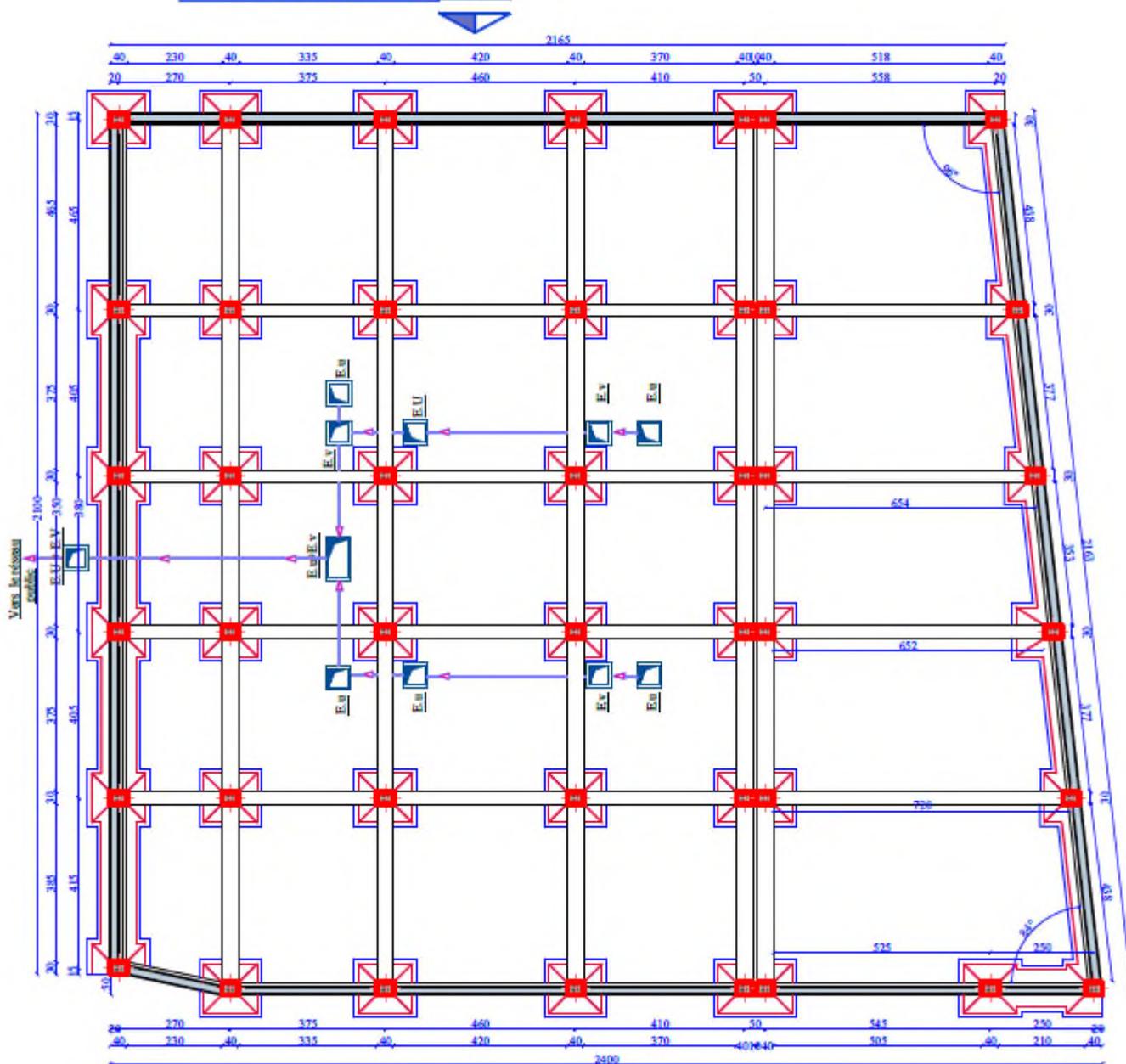
2029 : 100

2030 : 100

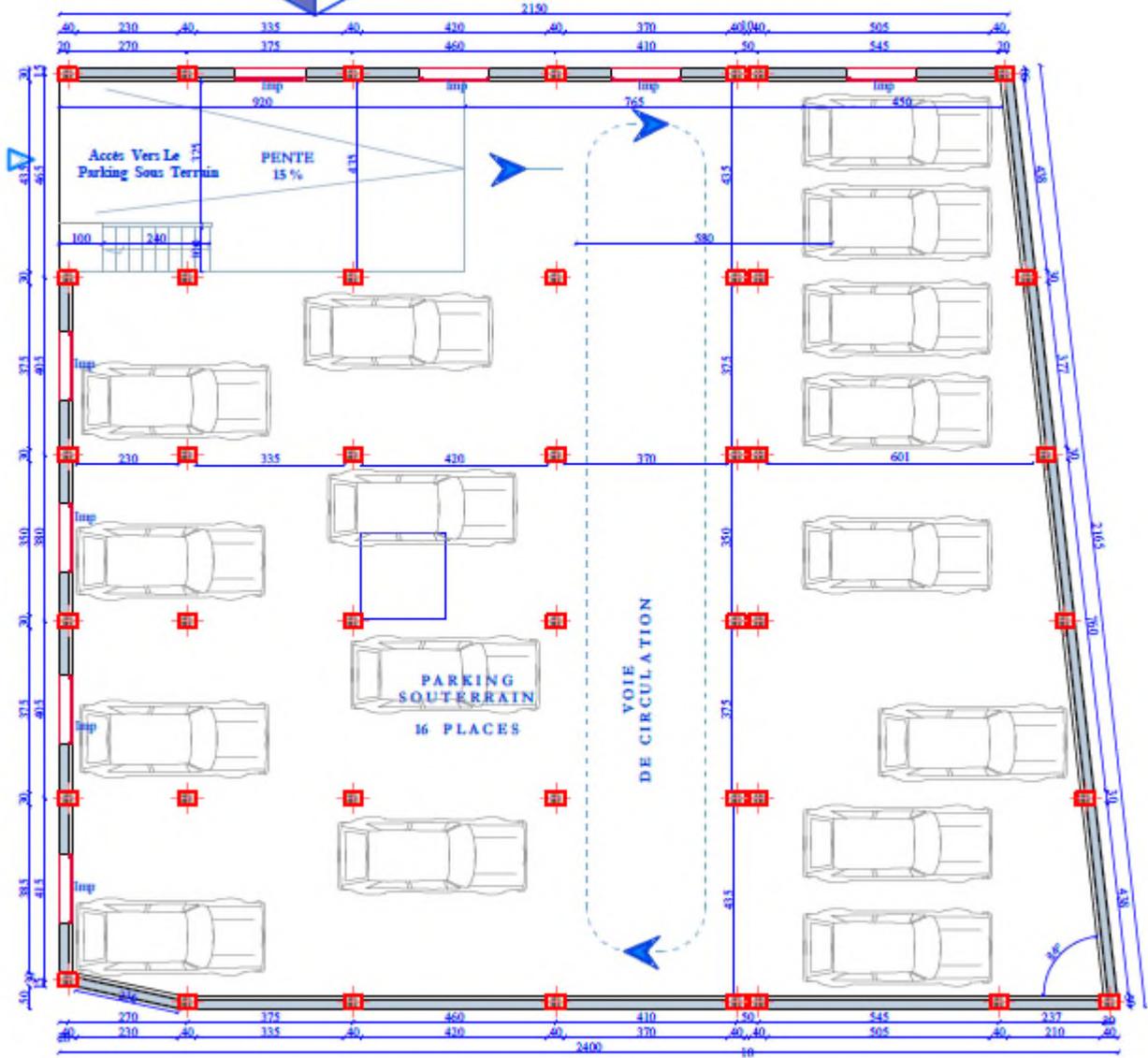
Plans de la Structure

BLOC - B -

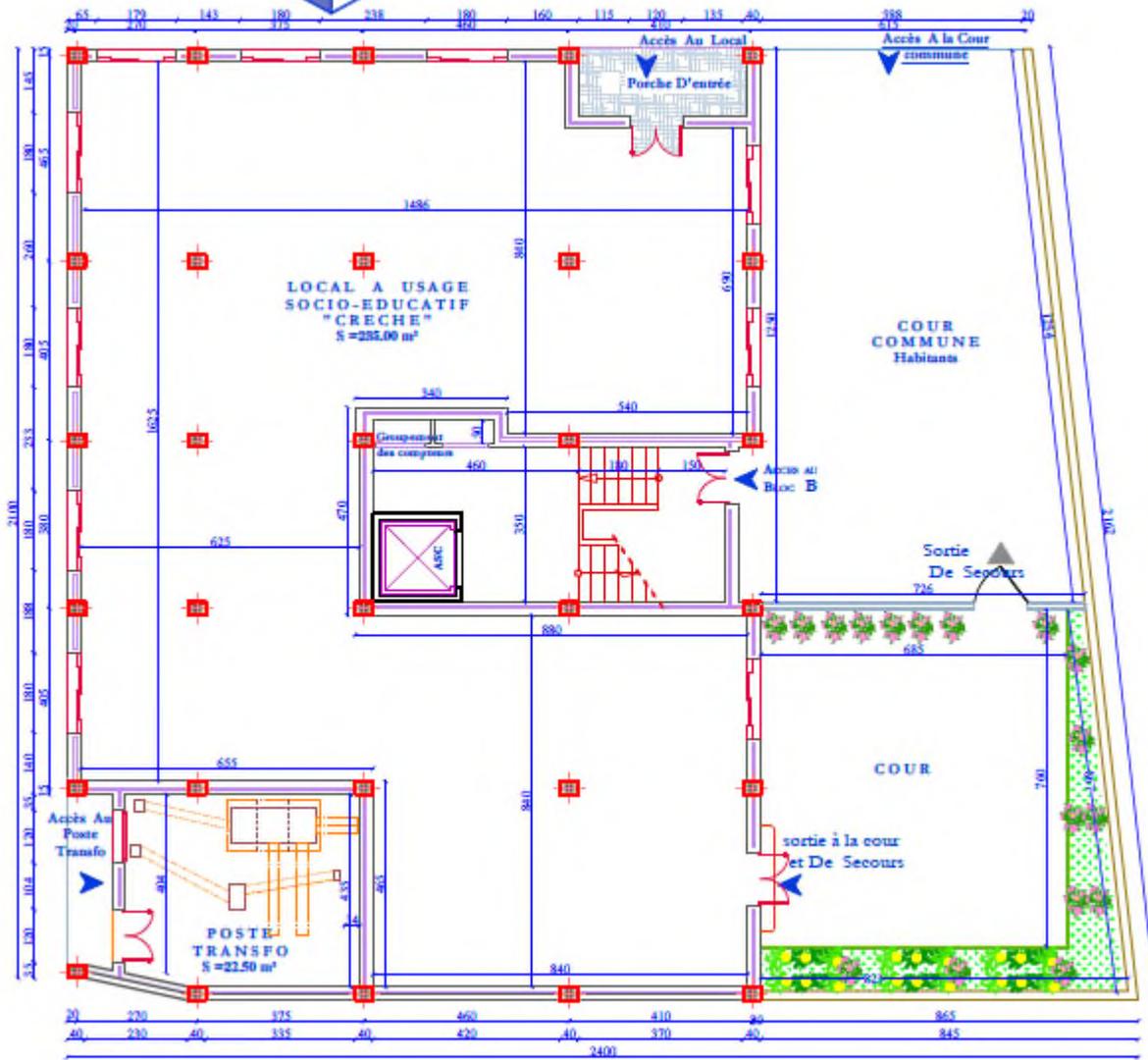
PLAN FONDATION Ech: 1/100



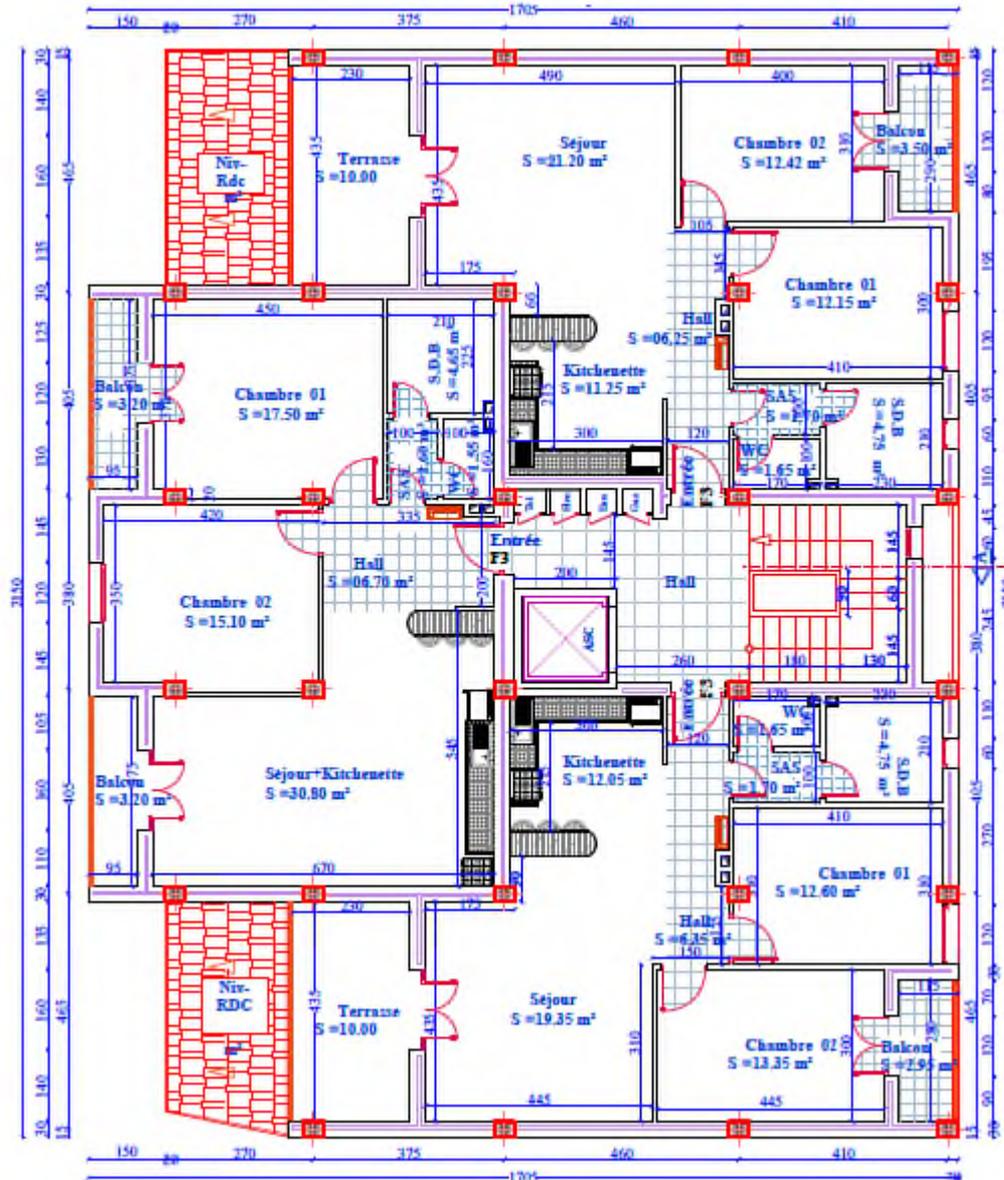
PLAN Entre-Sol Ech: 1/100



PLAN RDC Ech: 1/100



Plan Etage courant 01, 02,03.....et 07eme



FACADE PRINCIPALE

Ech. 1/100

