

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

Mémoire de fin d'étude

En Vue d'Obtention du Diplôme Master en génie civil
Option : Structure

Thème :

Etude d'un bâtiment (R+9+ 2 entres-sol) à usage d'habitation et commercial contreventé par un système mixte (Voiles – Portiques)

Présenté par :

M^r SEMMAR Abderrahim

M^r TERKI Gaya

Encadré par :

M^{me} H. CHIKH AMER

Membres de jury:

Mr L. BOUROUBA

Mr B. BANOUNE

Promotion 2018/2019

Remerciements

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre
profonde gratitude et nos vifs remerciements :*

*Nous remercions, en premier lieu notre Dieu pour nous avoir
donné la force et la patience pour effectuer le présent travail.*

*Nos vifs remerciements vont également aux membres de jury
pour l'intérêt qu'ils ont portés à notre recherche en
acceptant d'examiner notre travail.*

*Et chaleureusement notre promotrice M^{me} CHIK AMER, qui
nous a orienté durant toute la préparation de ce projet et qui
nous a fourni toutes les informations et conseils nécessaires
et sans elle notre travail n'aura pas lieu ;*

*A nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus
durant toutes nos études.*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou loin à la réalisation
de ce mémoire.*

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 frères BOB et ABILLOUCH et ma sœur SALIMA.

A mon ami HALIM

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

A « M^{me} CHIK AMER » pour son aide et sa disponibilité sans lesquelles la rédaction de cet ouvrage de cet ouvrage n'aura pas été possible.

En fin, je remercie mon ami mon binôme « GAYA TERKI ».

RAHIM

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

ma très chère mère

Affable, honorable, aimable : Tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi.

Ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études.

Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte.

Tu as fait plus qu'une mère puisse faire pour que ses enfants suivent le bon chemin dans leur vie et leurs études.

Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour. Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.

A mon cher père qui nous a quittés tôt que dieu l'accueille dans sans vaste paradis. Aux personnes qui m'ont toujours aidé et encouragé, qui étaient toujours à mes côtés, et qui m'ont accompagnaient durant mon chemin d'études supérieures, mes aimables amis, collègues d'étude, et frères de cœur,

Sommaire :

Chapitre I : Generalities

I.1. Introduction	01
I.2. Présentation de l'ouvrage	01
I.3. Caractéristiques géométriques.....	01
I.4 - Caractéristiques géotechniques du site	01
I.5 Caractéristiques structurales	01
I.6 Les règlements et normes utilisés	02
I.7 - Etats limites	02
I.7.1 – Définition.....	02
I.7.2 - Etat limite ultime (ELU)	02
I.7.3 - Etat limite de service (ELS).....	02
I.8 - Actions et sollicitations :.....	03
I.9 - Caractéristique mécaniques des matériaux :.....	03
I.9.1 Le béton.....	03
I.9.2 : L'acier.....	06
I.10. Conclusion.....	08

Chapitre II : Prédimensionnement et calcul des éléments secondaire

II.1 Introduction.....	09
II.2 Eléments secondaires :.....	09
II.2.1 Planchers :.....	09
II.2.1-Planchers à corps creux.....	09
II.2.2.-Planchers à dalle pleine	12
II.2.3 Les escaliers.....	13
II.3 Eléments principaux.....	14
II.3.1 Les poutres.....	14
II.3.2 Les voiles.....	15
II.3.3 Les poteaux.....	15
II.3.3.1 Evaluation des charges et surcharges.....	16
II.3.3.2 L'acrotère :.....	17
II.4 Descente de charge :.....	18
II.5 Les vérifications nécessaires	22
II.6. Etude des éléments secondaires.....	23
II.6.2.Planchers à dalle pleine.....	31

II.6.3. Etude de la poutre de chaînage.....	34
II.6.4. Etude de l'acrotère	36
II.6.5. Etude des escaliers (escaliers de l'étage courant) :.....	39
II.6.6. Etude de l'ascenseur.....	43
Chapitre III : Etude sismique de l'ouvrage	
III.1. Introduction.....	48
III.2. Méthodes de calcul de la force sismique	48
III.3. Calcul de la force sismique V par la méthode.....	48
III.4. Calcul des forces sismiques par l'analyse modale spectrale.....	50
III.5. Modélisation et résultats.....	50
III.5.1 Disposition des voiles de contreventement.....	51
III.5.2 Mode de vibration et taux de participation des masses.....	52
III.5.3 Les modes de vibrations.....	53
III.5.4 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version 2003 :.....	54
III.6. Conclusion.....	58
Chapitre IV : Etude des éléments structuraux	
IV.1 Introduction	59
IV.2. Etude des poutres.....	59
IV.2.1. Recommandation du RPA99/Version 2003.....	59
IV.2.2. Sollicitation et ferrailage des poutres.....	59
IV.2.3 Les armatures transversales	62
IV.2.4 Vérifications nécessaires	62
IV.2.5. Etude de la poutre brisée.....	63
IV.3. Etude des poteaux	65
IV.3.1. Recommandation du RPA99/Version 2003.....	65
IV.3.3. Calcul du ferrailage.....	67
IV.3.3.1. Ferrailage longitudinal.....	67
IV.3.3.2. Ferrailage transversal.....	67
IV.3.4. Vérifications nécessaires :.....	68
IV.3.4.1 Vérification au flambement :	68
IV.3.4.2 Vérification des contraintes :.....	69
IV.3.5. Vérification des zones nodales.....	70
IV.4. Etude des voiles :	72
IV.4.1. Définition :	72
IV.4.2. Recommandation du RPA :	73

IV.4. 3. Calcul de ferrailage :	74
---------------------------------------	----

Chapitre V : Etude de l'infrastructure

V.1. Introduction	79
V.2. Choix de type des fondations	79
V.3. Calcul de la surface des fondations	79
V.3.1. Vérification de la semelle isolée	79
V.3.2 Cas d'une semelle excentrée :	81
V.3.3 longrines de redressement :	82
V.3.4 Les longrines :	83
V.4 La semelle filante sous voile	84
V.5. Etude de voile périphérique :	85
V.5.1 Introduction	85
V.5.2 Dimensionnement des voile	85
V.5.3 Caractéristiques du sol	85
V.5.4 Evaluation des charges et surcharges :	85

Liste des figures :

Chapitre I :

Figure I.1 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge de béton.....	04
Figure I.2 : Diagrammes contraintes déformations du béton.....	05
Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	07

Chapitre II :

Figure II.1.coupe transversale d'un pancher à corps creux.....	9
Figure II. 2 Disposition des poutrelles dans les différents niveaux.....	11
Figure II.3.Coupe transversale d'une poutrelle.....	12
Figure II.4.Différents types de panneaux de dalles.....	12
Figure II.5. Schéma de l'escalier.....	13
Figure II.6. Coupe transversale d'un voile.....	15
Figure II. 7 Schéma statique de l'acrotère.....	17
Figure II.8.Différents types de poutrelles.....	24
Figure. II.9. Diagramme des efforts internes dans les poutrelles.....	26
Figure II.10. Schéma statique des poutres de chaînage.....	35
Figure. II.11 Schéma statique de l'escalier.....	39
Figure. II.12 Diagramme des efforts internes dans les escaliers.....	40
Figure. II.13 Schéma statique de la volée 2.....	42

Chapitre III :

Figure III.1 Vu en 3D de la structure modélisée avec le logiciel ETABS V16	51
Figure III.2 Plans de disposition des voiles.....	52
Figure III.3.Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe X-X).....	53
Figure III.4. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).....	53
Figure III.5 Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z).....	54

Chapitre IV :

Figure IV.1. Zone nodale.....	65
Figure IV.2. Section d'un poteau.....	69
Figure.IV.3.Moments résistants.....	70
Figure IV.4. Schémas des contraintes.....	75

Chapitre V :

Figure V.1.Vue d'une semelle isolée.....	80
--	----

Figure V.2 : Fonctionnement d'une semelle excentrée avec poutre de redressement.....	81
Figure V.3 Vue d'une semelle filante sous voile.....	84
Figure V.4 Diagramme des contraintes.....	8

Listes des tableaux :

Chapitre I :

Tableau I.1. f_e en fonction du type d'acier.....	06
Tableau I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	08

Chapitre II :

Tableau II.1. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.....	15
Tableaux II.2. Évaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible à corps creux...	16
Tableau II.3. Évaluation des charges dans le plancher étage courant à corps creux.....	16
Tableau II.4. Évaluation des charges dans le plancher étage courant à dalle pleine.....	16
Tableau II.5. Évaluation des charges sur la volée.....	17
Tableau II.6. Évaluation des charges sur les paliers.....	17
Tableau II.7. Évaluation des charges des les murs extérieurs.....	17
Tableau II.8. Evaluation des charges de l'acrotère.....	18
Tableau II.9. Résultats de la descente de charge du poteau (P.D4).....	20
Tableau II.10. Vérification à la compression simple de poteaux de tous les niveaux.....	22
Tableau II.11. Vérification des poteaux au flambement.....	23
Tableau. II.12. Charges sur les poutrelles.....	25
Tableau II.13. Sollicitations maximales dans les différents étages.....	26
Tableau II.14. Les sollicitations à L'ELS.....	31
Tableau II.15. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	32
Tableau II.16 Evaluation de la flèche dans la dalle (D1).....	33
Tableau II.17. Sollicitations maximales dans les dalles pleines.....	33
Tableau II.18. Calcul du ferrailage à l'ELU.....	33
Tableau II.19. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	34
Tableau II.20. Evaluation de la flèche dans la dalle (D2).....	34
Tableau II.21. Moments et ferrailages correspondant.....	35
Tableau II.22. Vérification des contraintes.....	36
Tableau II.23. Combinaisons d'action de l'acrotère.....	37
Tableau. II.24. Résultats de ferrailage à la flexion composé d'acrotère.....	37
Tableau. II.25. Tableau de ferrailage à l'ELU.....	40
Tableau II.26. Vérification de la contrainte du béton.....	41
Tableau. II.27. Vérification de la flèche.....	41
Tableau. II.28. Vérification de la flèche.....	41
Tableau. II. 29 Tableau de ferrailage à l'ELU.....	42

Tableau. II. 30 Vérification de la contrainte du béton.....	43
Tableau II.31. Les sollicitations à L'ELU.....	43
Tableau II.32. Les sollicitations à L' ELS.....	43
Tableau II.33. Résultats de ferrailage.....	45
Tableau II.34. Vérification des contraintes dans le béton.....	45
Tableau II.35. Les sollicitations à L'ELU.....	46
Tableau II.36. Résultats de ferrailage.....	46
Tableau II.37. Vérification des contraintes dans le béton.....	46

Chapitre III :

Tableau III.1.Valeurs des pénalités.....	49
Tableau III.2.Période et taux de participation massique de la structure.....	52
Tableau III.3.Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	54
Tableau III.4.Vérification de l'effort normal réduit.....	55
Tableau III.5.Interaction sous charge verticale.....	55
Tableau III.6.Interaction sous charge horizontal.....	56
Tableau III.7.Vérification des déplacements relatifs.....	57
Tableau III.8.Vérification de l'effet P- Δ	58

Chapitre IV :

Tableau IV.1. Ferrailage des poutres principales (30×40) non associées aux voiles.....	59
Tableau IV.2. Ferrailage des poutres principales (30×40) associées aux voiles.....	60
Tableau IV.3.Ferrailage des poutres secondaires (30×35) non associées aux voiles.....	61
Tableau IV.4.Ferrailage des poutres secondaires (30×35) associées aux voiles.....	61
Tableau IV.5.Vérification des contraintes tangentielles.....	63
Tableau IV.6.Vérification de l'état limite de compression.....	63
Tableau IV.7.Vérification de l'état limite de déformation.....	63
Tableau IV.8.Calcul en flexion et en torsion.....	64
Tableau IV.9.Sollicitations dans les différents poteaux.....	66
Tableau IV.10 Ferrailage longitudinal des poteaux.....	67
Tableau IV.11 Vérification des contraintes de cisaillement.....	68
Tableau IV.12 Ferrailage transversal des poteaux.....	68
Tableau IV.13 Vérification au flambement des différents poteaux.....	69
Tableau IV.14.Les sollicitations maximales à l'ELS.....	69
Tableau IV.15.Vérification des contraintes dans le béton.....	70
Tableau IV.16.Moments résistants dans les poteaux.....	70

Tableau IV.17.Moments résistants dans les poutres principales.....	71
Tableau IV.18.Moments résistants dans les poutres secondaires.....	71
Tableau IV.19.Vérification des zones nodales selon le sens principale.....	72
Tableau IV.20.Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.....	72
Tableau IV.21.Sollicitations maximales dans le voile Vx5.....	74
Tableau IV.22.Sollicitations maximales dans le voile Vy8.....	74
Tableau IV.23.Ferraillage du voile Vx5.....	77
Tableau IV.24.Ferraillage du voile Vy1.....	78

Chapitre V :

Tableau V.1.Calcul des moments.....	86
Tableau V.2.Calcul des moments.....	87
Tableau V.3.Ferraillage des voiles périphériques.....	87
Tableau V.4.Vérification des contraintes à l'ELS.....	88
Tableau V.5.Calcul des armatures à l'ELS.....	88

Symboles Et Notations

A : Coefficient d'accélération de zone.

Ar : Aire d'une section d'acier de répartition

At : Aire d'une section d'acier transversal

As : Aire d'une section d'acier

B : La largeur (m).

B : Aire d'une section de béton

Br : Section réduite du béton

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

C_u : La cohésion du sol

D : Diamètre, dalle

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

d : Hauteur utile.

E : Actions accidentelles

E_s : Module d'élasticité de l'acier

E_{vj} : Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour

e : Epaisseur, Excentricité

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'ELU

f_{cj} : Résistance caractéristique de compression à j jour

f_{tj} : Résistance caractéristique de traction à j jour

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

F : Force ou action générale.

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 : La flèche totale.

G : Charges permanente

h_t : Hauteur totale du plancher.

h₀ : Epaisseur de la dalle de compression.

h_e : Hauteur libre d'étage.

h₀ : Epaisseur de la dalle de radier (cm)

ht : Hauteur de la nervure (cm)

qu : Charges réparties ultime

qs : Charges réparties de service

I : Moment d'inertie
i : Rayon de giration
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.
k_c : Coefficient de portance.
L : Longueur ou portée.
L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
L_x : Distance entre nus de poutrelles.
L_y : Distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.
L_r : Longueur de recouvrement
l_s : Longueur de scellement
l_f : Longueur de flambement
l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.
M_u : Moment de calcul ultime
M_s : Moment de calcul de service
M_a : Moment sur appui.
M_t : Moment en travée.
M₀ : moment isostatique.
M_i : Moment à l'appui *i*
M_j : Moment correspondant à j.
M_g : Moment correspondant à g.
M_q : Moment correspondant à q.
M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.
N_u : Effort normal ultime
N_s : Effort normal de service.
P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
P_g et P_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.
Q : Charges d'exploitation
Q : Facteur de qualité.
R : Coefficient de comportement global.
S : Section, surface
S_r : Surface du radier (m²).
St : Espacement des armatures
S_{bat} : Surface totale du bâtiment
T₂ : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.
V : Effort tranchant.

W: Poids propre de la structure.

W_{Qi} : poids du aux charges d'exploitation.

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

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

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

u_t : Contrainte de cisaillement (MPa).

μ : Coefficient de frottement

μ_{bu} : Moment ultime réduit

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

ν : Coefficient de poisson

σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression

σ_s : Contrainte de l'acier à la traction

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

φ_t : Diamètre des armatures transversales

ζ : Contrainte tangentielle de cisaillement

ζ_{se} : Contrainte d'adhérence

η : Coefficient de fissuration

Ψ_s : Coefficient de scellement

ξ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton

ξ_s : Allongement relatif de l'acier tendu

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

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

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé

q₀ : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

τ_u : Valeur de cisaillement limite (MPa)

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa)

Introduction

Introduction générale :

Le Génie civil est l'ensemble des arts et techniques de constructions conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol qu'on peut regrouper en deux grandes catégories, les travaux publics qui sont des ouvrages de construction d'utilités générale et les bâtiments qui s'approprient à abriter des vies humaines.

Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et le bâtiment.

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les tremblements de terre sont généralement provoqués par des ondes sismiques, de diverses natures et vitesses parcourant différents chemins avant d'atteindre un site et de soumettre le sol à divers mouvements.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique.

A cet effet l'ingénieur en génie civil associe la "recherche fondamentale" orientée pour apporter une contribution théorique à la résolution de problèmes techniques et la "recherche appliquée" pour trouver des nouvelles solutions permettant d'atteindre un objectif déterminé à l'avance, il doit en outre tenir compte des différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (parking +commerce habitations) en R+9+2 sous-sol.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93 et différents DTR) Notre étude est présentée en cinq chapitres :

Dans le premier chapitre on présente notre projet, les normes et les hypothèses de calcul. Le deuxième chapitre expose le calcul des éléments secondaires et le prédimensionnement des éléments porteurs. Au troisième chapitre, on va procéder à l'étude sismique de la structure. Cette dernière sera modélisée par le logiciel ETABS2016 et une disposition adéquate des voiles sera adoptée. Dans le chapitre quatre les sollicitations les plus défavorables seront tirées depuis le modèle éléments finis réalisé avec l'ETABS2016 puis on va ferrailer les éléments structuraux avec les combinaisons les plus défavorables.

En fin nous procéderons à l'étude de l'infrastructure et nous terminerons enfin, par une conclusion générale.

Chapitre I

Généralités

I.1. Introduction :

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la connaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable. Nous présentons dans ce chapitre une brève description de l'ouvrage qui nous a été confié pour l'étude ainsi que les principales caractéristiques du béton armé.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

On se propose d'étudier un bâtiment R+9 étages plus deux entre sol à usage mixte (habitation, commerce, parking). L'ouvrage sera implanté dans la wilaya de Tipaza, commune de Kolea qui est classée comme zone sismique III (sismicité élevée) selon RPA 99 version 2003.

I.3. Caractéristiques géométriques :

Caractéristiques architecturales :

- 1- Deux entre sol à usage commercial et parking.
- 2- RDC et 1^{er} étage commercial et habitation.
- 3- Le reste des étages à usage d'habitation.

❖ Dimensions en élévation :

✚ Hauteur totale du bâtiment	30,60m
✚ Hauteur de l'entre sols 1.....	3,50m
✚ Hauteur de l'entre sols 2.....	3,06m
✚ Hauteur de RDC.....	3,06m
✚ Hauteur de l'étage courant.....	3,06m

❖ Dimensions en plan :

✚ Longueur totale en plan.....	28,35m
✚ Largeur totale en plan.....	26,13m

I.4 - Caractéristiques géotechniques du site :

D'après l'interprétation des résultats de l'étude géotechnique (rapport de sol) on a la contrainte admissible du sol appliquée dans le calcul pour le bâtiment est de 4 bars à un ancrage de 1.50m, de caractéristiques correspondent à un site de catégorie S2 (site ferme) .

I.5 Caractéristiques structurales :

✚ Contreventement :

D'après le règlement parasismique algérien (RPA 99 ver2003), l'introduction des voiles est obligatoire au-delà de 8 m de hauteur dans la zone III . Donc le système proposé est un contreventement mixte (portiques / voiles avec justification de l'interaction).le choix du nombre, dimension et emplacement des voiles sera étudié ultérieurement.

✚ Les planchers :

Les planchers utilisés sont des planchers à corps creux et des planchers à dalle pleine en béton armé.

✚ Les escaliers :

Notre bâtiment comprend plusieurs cages d'escaliers. Ils seront coulés sur place.

✚ La maçonnerie :

Toute la maçonnerie sera constituée de briques creuses revêtues d'un enduit de ciment ou de plâtre. Pour les murs extérieurs une paroi externe de 15 cm d'épaisseurs et une paroi interne de 10 cm d'épaisseurs, les deux parois étant séparées par un vide de 5 cm d'épaisseur, pour les murs intérieurs une cloison simple de 10 cm d'épaisseur.

✚ Revêtement :

- Céramique pour la salle d'eau et la cuisine.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Enduit en plâtre pour les murs intérieurs.
- Mortier de ciment pour les façades

✚ L'infrastructure

Elle assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitations des tassements différentiels

Le choix du type et des dimensions des fondations se fera a la fin de l'étude en fonction de l'importance des charges transmises au sol et de sa capacité portante.

I.6 Les règlements et normes utilisés :

- ✚ RPA 99/ version 2003(règlements parasismiques algériennes).
- ✚ BAEL 91/modifiées 99.
- ✚ CBA93 (code du béton armé).
- ✚ DTR B.C.2.2. (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- ✚ DTR B.C.3.3.1. (Règles de calcul des fondations superficielles).

I.7 - Etats limites :

I.7.1 - Définition :

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou des ses éléments tel que la stabilité et la durabilité est strictement satisfaire et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

I.7.2 - Etat limite ultime (ELU) :

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. La résistance des matériaux et des aciers sont atteints, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer

I.7.3 - Etat limite de service (ELS):

C'est la condition que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage (exploitation) normale et sa durabilité soient assurés, Le dépassement de cet état conduit au désordre de.

fonctionnement de l'ouvrage il existe 3 états sont :

- ✚ Etat limite de compression du béton.
- ✚ Etat limite d'ouverture des fissures
- ✚ Etat limite de déformation (flèche maximale).

I.8 - Actions et sollicitations :

I.8.1 - Les actions :

I.8.1.1 - Définition :

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatiques... etc), ou résultantes de déformations imposées (retrait, fluage, variation de températures...etc).

I.8.1.2 - Valeurs caractéristique des actions :

➤ 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, revêtements, superstructures fixes.
- ✚ Le poids de 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 (FA) :

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.8.2 Différentes combinaisons d'actions données par les règlements :

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

- ✚ Situation durable :
ELU : $1.35G+1.5Q$
ELS : $G+Q$
- ✚ Situation accidentelle :
 $G+Q\pm E$ (sauf pour les poteaux autostables)
 $0.8G\pm E$

I.9 - Caractéristique mécaniques des matériaux :

I.9.1 Le béton :

a. Définition :

Le béton est un matériaux composé de ciment, d'eau, de sable, et de granulats et éventuellement de produits d'addition (les adjuvants). Son poids volumique est de l'ordre de **2300 à 2500 Kg/m³**, pour le béton armé en prend : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$.

- ✚ Son coefficient de dilatation thermique est identique à celui de l'acier **10^{-5}** .

✚ Le coefficient de retrait du béton est de l'ordre de $2 \cdot 10^{-4}$ CBA.93 [Art.A.2.1.2.2]

b. Résistance caractéristique :

✚ En compression f_{cj} CBA93 [Art.A.2.1.1.1].

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour $j < 28$ jours, on a les relations suivantes (Figure I-1) :

$$\begin{aligned} \text{✚ } f_{cj} &= \frac{j}{4,76+0,83j} && \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} && \text{CBA.93 [Art. A.2.1.1.1]} \\ \text{✚ } f_{cj} &= \frac{j}{4,76+0,95j} && \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ Mpa} \\ \text{✚ } f_{cj} &= f_{c28} && \text{Pour } j \geq 28j \end{aligned}$$

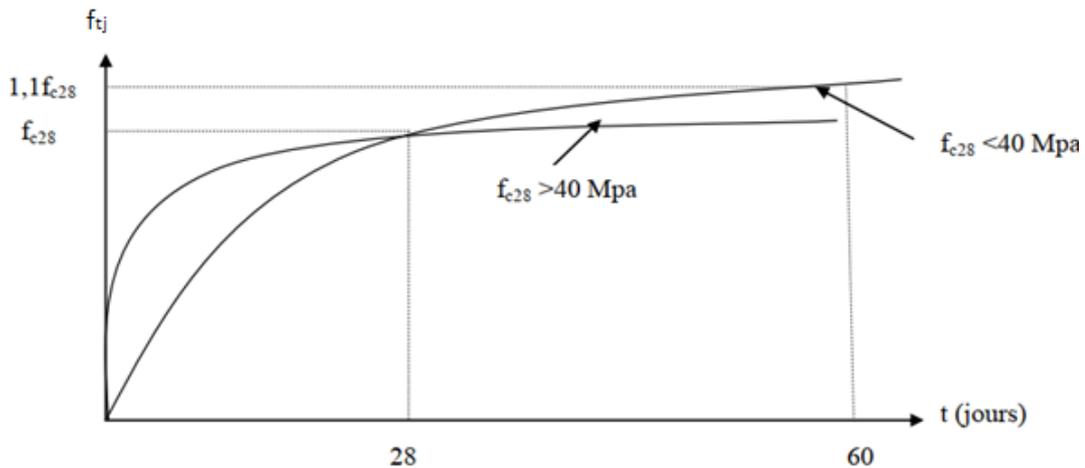


Figure I.1 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge de béton.

Pour 1 m³ de béton courant dosé à 350 kg de ciment portland artificiel (CPA 32,5), la résistance moyenne f_{c28} est comprise entre 22 et 25 Mpa.

On prend $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

➤ En traction :

CBA.93 [Art.A.2.1.1.2].

La résistance caractéristique à la traction de béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ f_{tj} = 0,275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

c-Déformation longitudinale du béton :

✚ Le module de déformation longitudinale instantanée (E_{ij}) : C.B.A [A.2.1.2.1]

Le module de Young instantané du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton : $E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$ Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ → $E_{ij} = 32164,2 \text{ Mpa}$

✚ Le module de déformation longitudinale différée (E_{vj}) : C.B.A [A.2.1.2.2]

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton : $E_{vj}=3700 f_{cj}^{1/3}$ ou $E_{vj}=1/3 E_{ij}$ Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$ → $E_{vj}=10818,87\text{ Mpa}$

✚ Coefficient de poisson : C.B.A [A.2.1.2.2]

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de poisson est le rapporte entre la déformation transversale et déformation longitudinale :

$$\nu = (\Delta d/d_0)/(\Delta l/l_0).$$

Dans les calculs le coefficient de poisson est égale à

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{E.L.U : béton fissuré } \nu = 0 \\ \text{E.L.S : béton non fissuré } \nu = 0,2 \end{array} \right.$$

✚ La valeur de module de déformation transversale :

La valeur de module de déformation transversale est donnée par l'expression suivante :

$$G = E/2(1+\nu).$$

d-Diagramme déformation-contrainte du béton (Figure I-1) :

En distingue :

- ✓ Le diagramme [parabole-rectangle].
- ✓ Le diagramme rectangulaire simplifier qui sera étudier et utilisé dans nos calculs en raison de :
 - Sa simplicité d'emploi.
 - Sa concordance satisfaite, en flexion simple, avec le diagramme [parabole-rectangle].

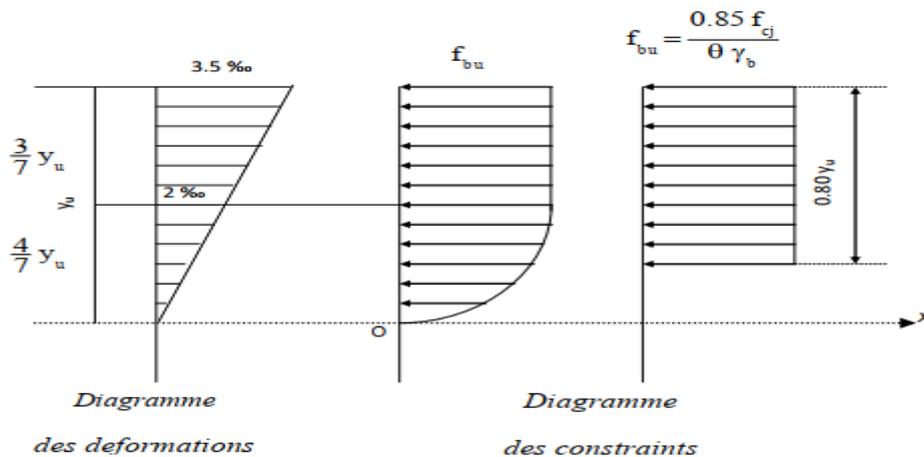


Figure I.2 : Diagrammes contraintes déformations du béton

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

γ_b : **Coefficient de sécurité** : **1,5** en Situations courantes et **1.15** en Situations accidentel

f_{bu} : **Contrainte de calcul**

θ : coefficient qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{1} \text{ Pour une durée d'application } > \mathbf{24 h.} \\ \mathbf{0,90} \text{ Pour } \mathbf{1 h} \leq \text{durée} \leq \mathbf{24 h.} \\ \mathbf{0,85} \text{ Pour une durée d'application } < \mathbf{1 h.} \end{array} \right.$$

f. Les contraintes limites :

✚ Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'actions dont on retient les plus défavorables.

- **La contrainte limite du béton en compression : $f_{bu} = 14,2$ MPa**
- **La contrainte limite de cisaillement :**
- ✓ La contrainte de cisaillement à L'E.L.U est définie par :

$$\tau_u = Vu/b_0d$$
- ✓ La contrainte admissible du cisaillement est fixée par

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \text{ (Fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} = 2,50 \text{ MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable et très Préjudiciable)}$$

✚ Etat limite de service :

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Avec $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$ pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$ → $\overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

I.9.2 : L'acier

a. Définition :

Le matériau acier est un alliage de Fer et de carbone en faible pourcentage d'acier est un matériaux caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

b. Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e (Tableau I.1)

Tableau I.1 f_e en fonction du type d'acier.

	Aciers ronds		Aciers à hautes		Treillis soudé à	Treillis soudés à
	lisses		adhérences		filis lisses	haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

c. Contrainte limite (figure I.3) :

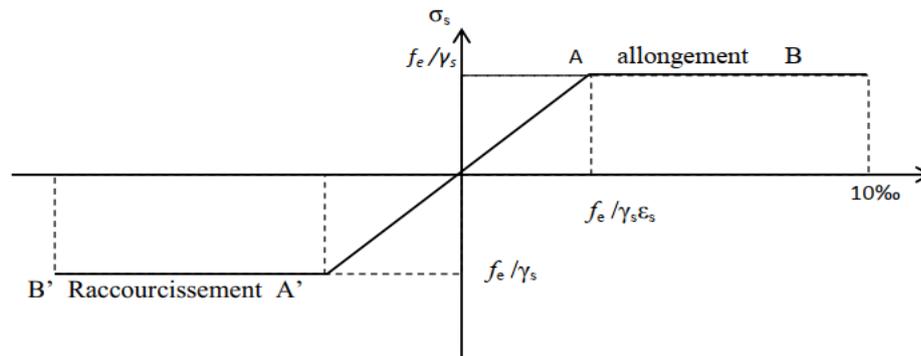


Figure I.3 Diagramme contrainte déformation de l'acier.

$$\checkmark \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\checkmark \quad \epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \text{avec} \quad E_s = 200\,000 \text{ Mpa}$$

Etat limite de service :

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3f_c, 110\sqrt{\eta f_{tj}}) = 201.63 \text{ MPa}$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(1/2f_c, 90\sqrt{\eta f_{tj}}) = 164.97 \text{ MPa}$.

η : Coefficient de fissuration $\begin{cases} \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses (RL).} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les armatures à haute adhérence (HA).} \end{cases}$

I.10. CONCLUSION

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisées sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)	
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	à la compression à la traction	25 2.1
	Contrainte limite en compression à l'ELU f_{bu} :	situation accidentelle	18.48
		situation courante	14.2
	Contrainte limite de cisaillement a l'ELU $\overline{\tau}_u$:	F.P.N	3.33
		F.N ET F.TN	2.5
	Contrainte limite en compression à l'ELS $\overline{\sigma}_{bc}$:		15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}		32164.20
Module de déformation longitudinale différée E_{vj}		10818.87	
Acier	Limite d'élasticité f_e		400
	Module d'élasticité (E)		2×10^5
	Contrainte limite à l'ELU (f_{st})	situation accidentelle	400
		situation courante	348
	Contrainte à l'ELS ($\overline{\sigma}_{st}$) :	FPN	/
FN		201.63	
FTN		164.97	

Chapitre II

**Pré dimensionnement et
calcul des éléments
secondaire**

II.1 Introduction

Le prédimensionnement permet de donner des dimensions initiales aux sections de béton des différents éléments. A ce stade, nous adopterons les dimensions les plus économiques qui pourront être augmentées ultérieurement après justification de résistance.

II.2 Elements Secondaires :

II.2.1 Planchers :

2.1. Planchers à corps creux :

Les planchers à corps creux est le plancher le plus utilisé dans le domaine de bâtiment. Il est Composé de poutrelles, de hourdis, et de dalle de compression (**figure II.1**).

La hauteur totale du plancher h_t et conditionnée par le critère de flèche selon le CBA :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad \text{C.B.A 93 [Art B.6. 8.4.2.4]}$$

Avec : **L max** : distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres dans le sens de disposition des poutrelles. Le sens de disposition est donné sur la (**fig.II.2**).

Si on suppose des poutres de 30cm de largeur, alors :

$$L_{max} = 3.5 - 0,3 = 3.2 \text{ m} \quad \rightarrow \quad h_t \geq \frac{320}{22.5} = 14.22 \text{ cm}$$

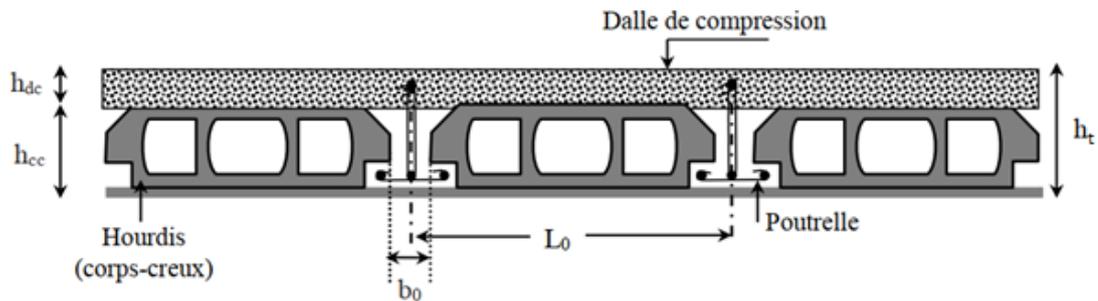
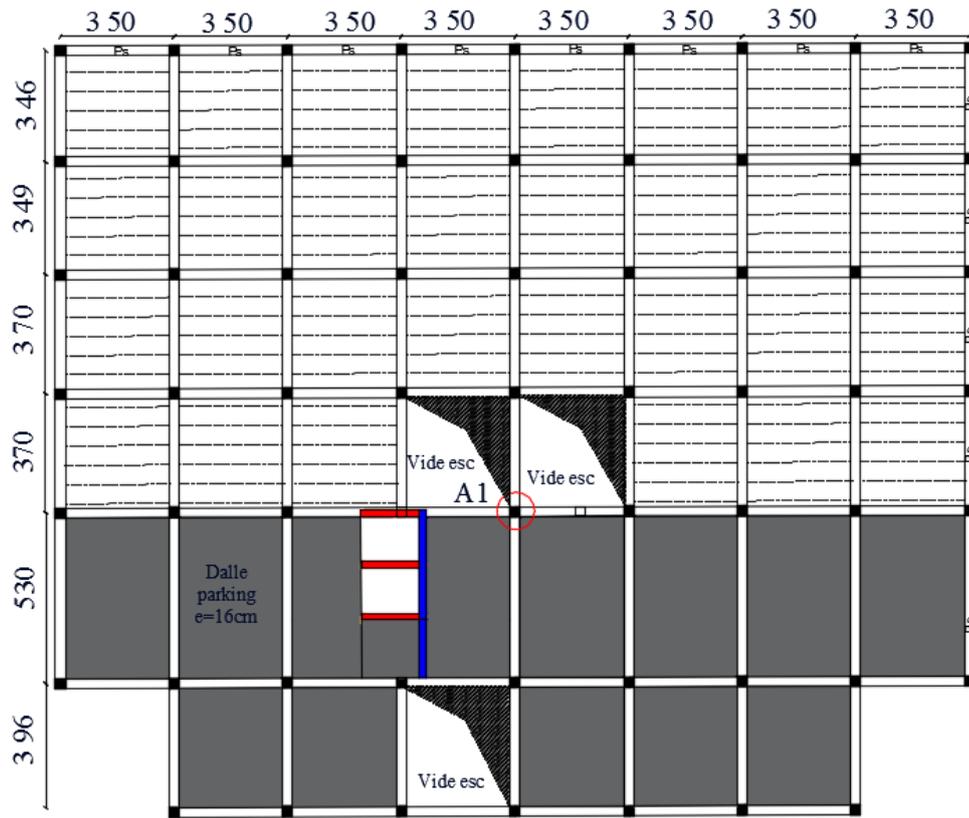


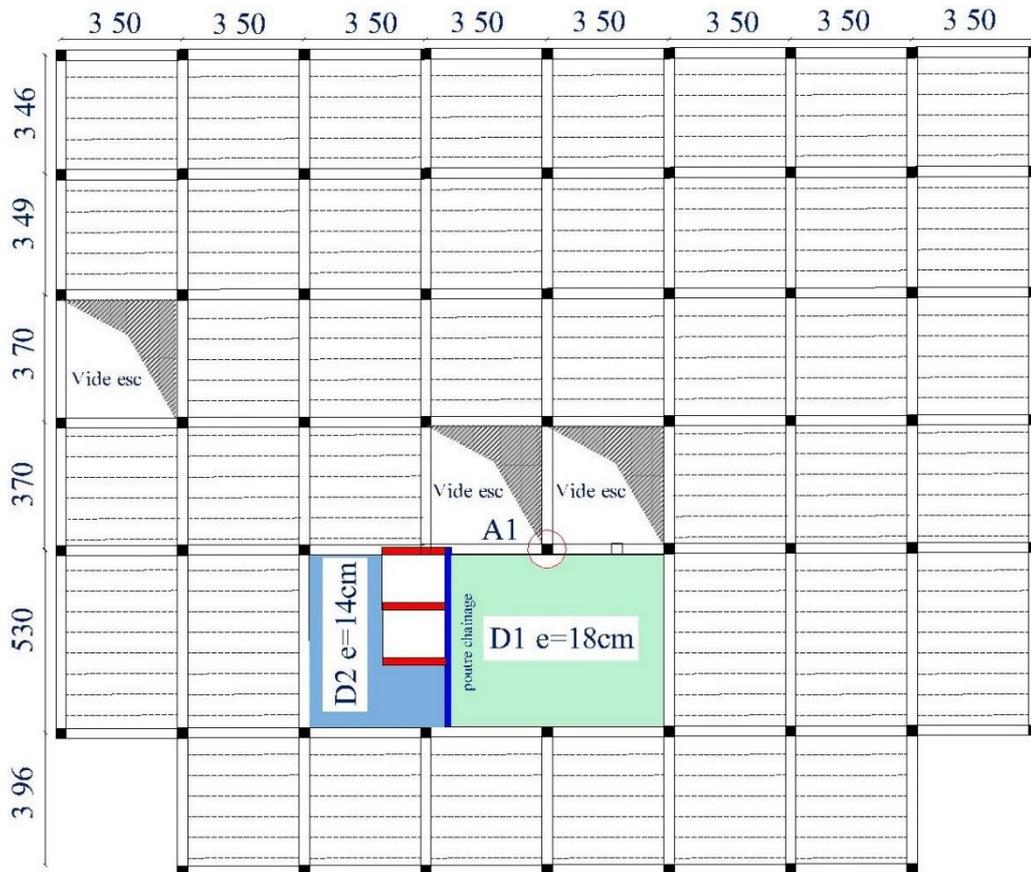
Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux

✚ Disposition des poutrelles :

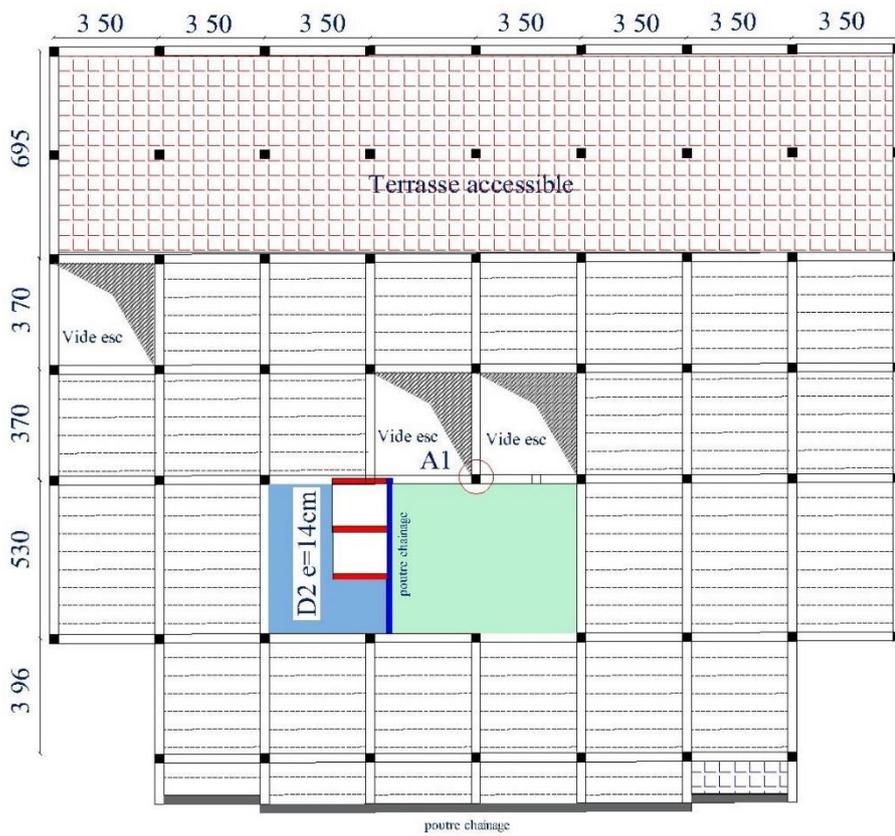
Les poutrelles sont disposées parallèlement aux petites travées. Les schémas de disposition dans les différents niveaux sont présentés sur les figures suivantes :



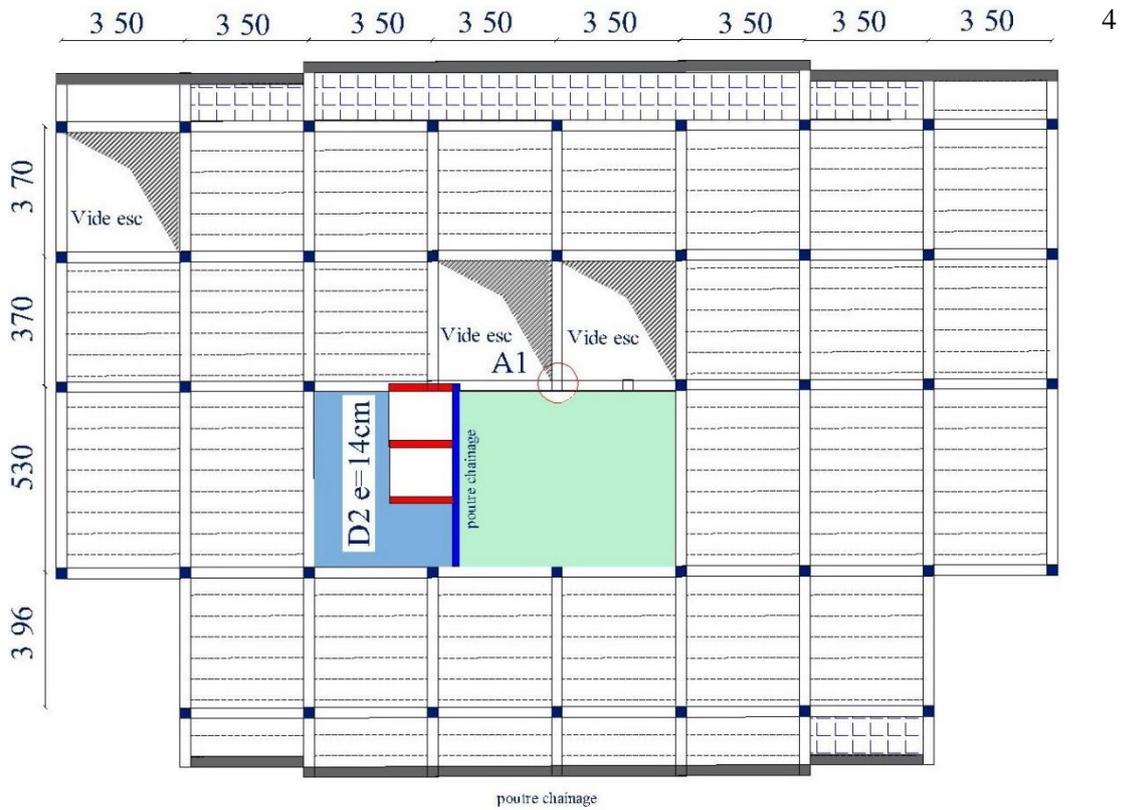
E.sol



RDC



Etage 1



Etage courant

Figure II. 2 Disposition des poutrelles dans les différents niveaux.

🚧 Prédimensionnement des poutrelles :

Ce sont des petites poutres coulées sur place formant l'ossature du plancher. Elles se calculent comme des sections en T (figure II-3), dont les dimensions sont :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left[\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right]$$

L_x : distance entre nus de deux poutrelles.

L_y : distance minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles

Avec : $b_0 = 10$ cm

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = 350 - 30 = 320 \text{ cm}$$

Après calcul, on trouve $b = 65$ cm.

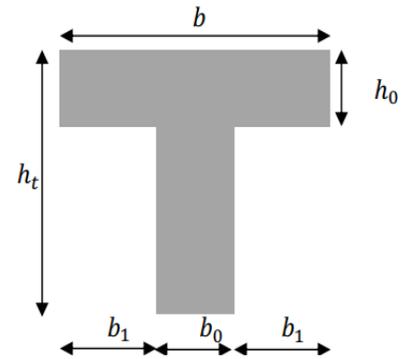


Fig II.3 : coupe transversale d'une poutrelle

II.2.2.-Planchers à dalle pleine :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

Pour les dalles on définit les portées L_x et L_y mesurées entre nus d'appuis et le rapport ρ :

Avec : $L_x < L_y$ et $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$.

On dimensionne les dalle en se basent sur les critère de résistance et de coupe-feu .

Les différents types des panneaux de dalles sont représenté sur la Figure II.1 .

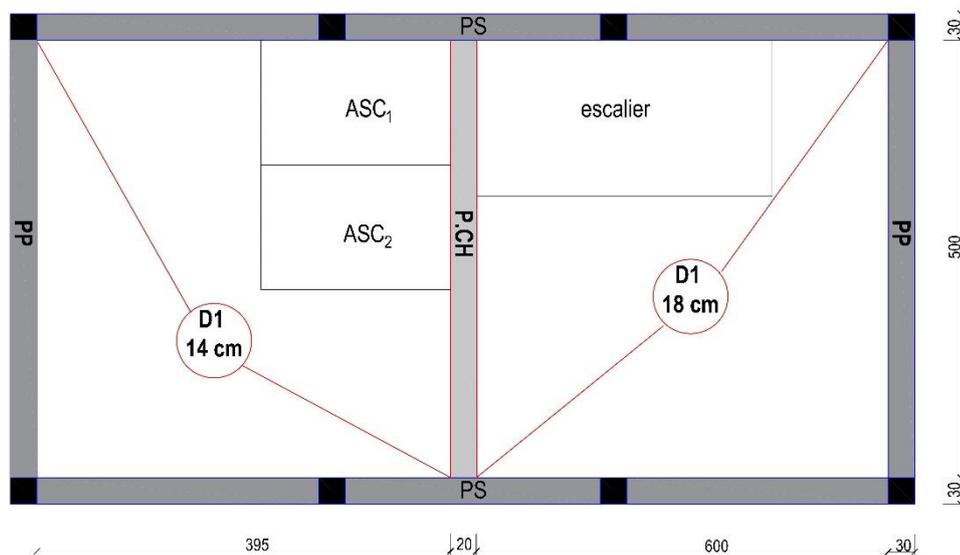


Figure II.4 différents types des panneaux de dalles

🚧 Dalles sur quatre appuis D1:

- Critère de résistance

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5}{6} = 0.83 > 0.4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \quad \rightarrow \quad 0.11 \leq e \leq 0.125$$

- Critère de coupe-feu :

$e \geq 11$ cm Pour 2h de coupe-fou

✚ Dalles sur quatre appuis D2 :

- Critère de résistance

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.95}{65} = 0.79 > 0.4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \quad \rightarrow \quad 0.087 \leq e \leq 0.098$$

- Critère de coupe-feu :

$$e \geq 11 \text{ cm pour } 2h \text{ de coupe-feu}$$

Remarque : comme ces dalles sont au niveau des cages d'escaliers et d'ascenseur, on opte pour une épaisseur $e = 14 \text{ cm}$ (chargement important).

II.2.3 Les escaliers

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Notre bâtiment comprend plusieurs cages d'escaliers, Nous présenterons ci-après un exemple de calcul des escaliers de l'étage courant (Figure II.5)

Volée 1

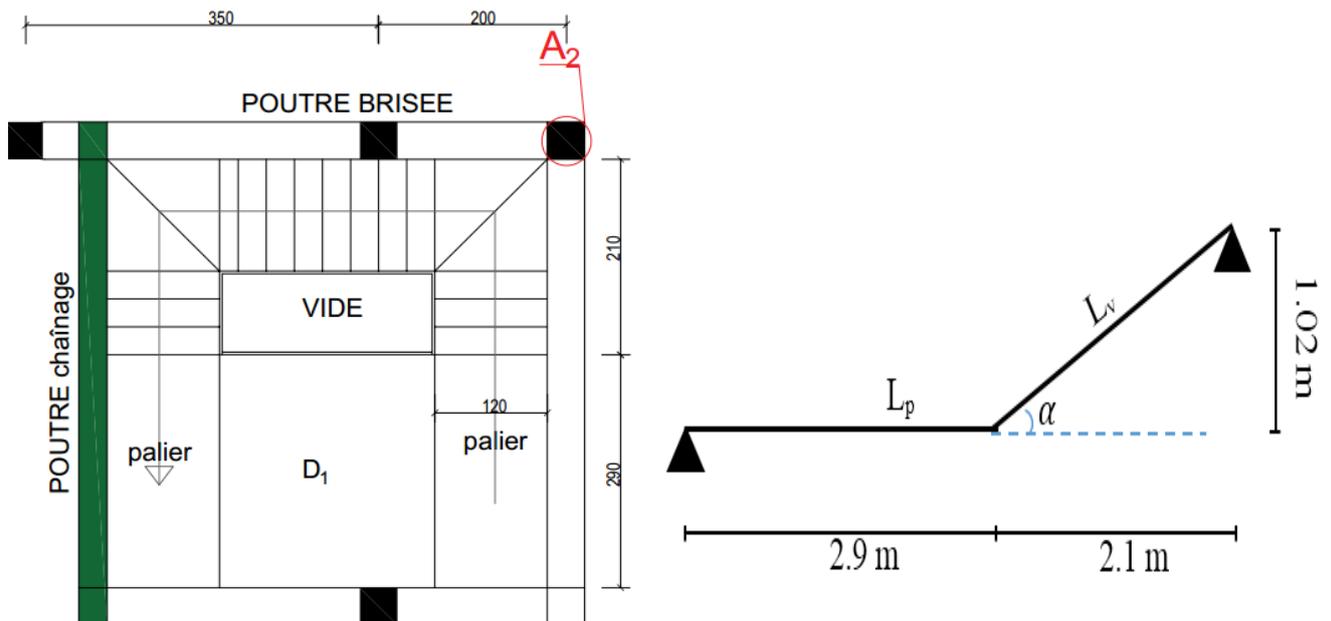


Figure II.5. Schéma de l'escalier

- Hauteur h et largeur g des marches

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

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}. \quad (1)$$

En fixant : la hauteur des contres marches h à **17 cm**.

le giron à **30 cm** sur **90 cm** (3 marches) , et **60 cm** a la ligne de foulée pour les deux marches balancées nous aurons le nombre de contre marche correspondant : $n = \frac{H}{h} = \frac{1.02}{17} = 6$ contres marches, le nombre de marche est $(n - 1) = 5$ marches.

Avec : H : hauteur de la volée

L_0 : longueur projetée de la volée

$$2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{donc la relation de Blondel est satisfaite}$$

- **L'épaisseur de la paillasse (e)**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \text{avec } L = L_p + L_v$$

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{2.1^2 + 1.02^2} = 2.33 \text{ m} \quad \rightarrow \quad L = 2.33 + 2.9 = 5.23 \text{ m}$$

$$\frac{5.23}{30} \leq e \leq \frac{5.23}{20} \quad \rightarrow \quad 17.43 \leq e \leq 26.15 \quad \text{Soit } e = \mathbf{18 \text{ cm}}$$

Remarque : on voit que le dimensionnement de l'escalier donne une épaisseur plus défavorable pour la dalle D1 déjà dimensionnée en 14 cm (page 2)

Soit $e = 18 \text{ cm}$ pour la dalle au niveau de l'escalier.

- **Volée 2 (en console)**

Pour assurer la continuité des paillasses, on préfère garder la même épaisseur $e = 18 \text{ cm}$.

II.3 Eléments principaux

II.3.1 Les poutres :

La hauteur des poutres est déterminée par l'expression suivante :

$$\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{10}$$

L : longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis.

- **a- Poutres Principales (PP)**

$$L_{max} = 5.30 - 0,30 = 5 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } 33.33 \text{ cm} \leq h \leq 50 \text{ cm}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

- **Vérification des exigences du RPA99/2003**

(Art 7.5.1)

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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

$$\frac{h}{b} = 1,17 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **b- Poutres secondaires (PS)**

$$L_{max} = 3,5 - 0,3 = 3,2 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } 22.33 \text{ cm} \leq h \leq 32 \text{ cm}$$

On prend : $h = 30 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

- **Vérification des exigences du RPA99/2003**

(Art 7.5.1)

$$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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

$$\frac{h}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

II.3.2 Les voiles

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le RPA 99/2003 :

$$e \geq \max \left(\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm} \right), \text{ (pour un voile simple)}$$

Avec :

- h_e : hauteur libre du voile (Figure II.5)

Dans notre cas, nous avons :

✚ Entresol (1), RDC et autres niveaux

$$h_e = 306 - 30 = 276 \text{ cm}$$

Ce qui donne $e \geq 15 \text{ cm}$

✚ Entresol (2)

$$h_e = 350 - 30 = 320 \text{ cm}$$

Ce qui donne $e \geq 16 \text{ cm}$

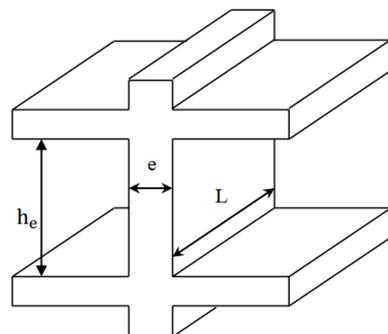


Figure II.6. Coupe transversale d'un voile

$$\text{Au final on prend } e = \begin{cases} 15 \text{ cm pour Entresol (1), RDC et autres niveaux} \\ 16 \text{ cm pour Entresol (2)} \end{cases}$$

II.3.3 Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression selon les règles du BAEL91 (art B.8.4.1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre aux critères et recommandations du RPA99V2003. le (Tableau II.1) présente les dimensions supposées des poteaux, elles sont fixées après la descente de charges :

Tableau II.1 Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres

Poteaux	Sections (cm ²)	Hauteur (m)	Poids (KN)
sous sols 1	(50x45) cm ²	3,06	17.21
sous sols 2	(45x45) cm ²	3,50	17.72
RDC et 1 ^{er} étage	(45x40) cm ²	3,06	13.77
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	(40x40) cm ²	3,06	12.24
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	(40x35) cm ²	3,06	10.71
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage	(35x35) cm ²	3,06	9.37
8 ^{eme} et 9 ^{eme} étage	(35x30) cm ²	3,06	8.03

II.3.3.1 Evaluation des charges et surcharges

Tableaux II.2. Évaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible à corps creux.

Désignation des éléments	e (m)	ρ (KN/ m)	Poids (KN/m ²)
Protection gravillons roulés	0,04	20	0.8
Etanchéité multicouche	0,02	6	0.12
Isolation thermique	0,04	4	0.16
Plancher à corps creux (16+4)	0,20	/	2.85
Enduite de ciment	0,02	20	0.40
Forme de pente	0,1	22	2.20
Charge permanent G			6.53
Charge d'exploitation Q			1

Tableau II.3. Évaluation des charges dans le plancher étage courant à corps creux.

Désignation des éléments	e (m)	ρ (KN/ m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0,02	20	0.40
Mortier de pose	0,02	20	0.40
Lit de sable	0,02	18	0.36
Plancher à corps creux (16+4)	0,20	/	2.85
Cloisons de séparation	0,10	10	1.00
Enduit de ciment	0,02	20	0.40
Charge permanent G			5.41
Q étages courant			1.5
Q étage commercial			5
Q étage Balcons			3.5

Tableau II.4. Évaluation des charges dans le plancher étage courant à dalle pleine.

Désignation des éléments	e (m)	ρ (KN/ m)	Poids (kN/m ²)
Carrelage	0,02	20	0.40
Mortier de pose	0,02	20	0.40
Lit de sable	0,02	18	0.36
Plancher a dalle pleine	0,18	25	4.50
Cloisons de séparation	0,10	10	1.00
Enduit de ciment	0,02	20	0.40
Charge permanent G			7.06
Charge d'exploitation Q			2.5

Tableau II.5 Évaluation des charges sur la volée.

Désignation des éléments		e (m)	ρ (KN/ m)	Poids (kN/m ²)
dalle pleine		0.18/cos(37.1)	25	5.60
Carrelage	Horizontal	0,02	20	0.40
	Vertical	0,02h/g	20	0.23
Mortier de pose	Horizontal	0,02	20	0.40
	vertical	0,02h/g	20	0.23
Enduit de ciment		0,02/cos(37.1)	18	0.44
poids des marches		0,17*(1/2)	22	1.87
Garde de corps		/	/	0,60
Charge permanent G				9.77
Charge d'exploitation Q				2.5

Tableau II.6 Évaluation des charges sur les paliers.

Désignation des éléments	e (m)	ρ (KN/ m)	Poids (kN/m ²)
Carrelage	0,02	20	0.40
Mortier de pose	0,02	20	0.40
Lit de sable	0,02	18	0.36
Dalle en béton armé	0,18	25	4.5
Enduit de ciment	0,02	20	0.40
Charge permanent G			6.06
Charge d'exploitation Q			2.5

Tableau II.7 Évaluation des charges des les murs extérieurs.

Désignation des éléments	e (m)	ρ (KN/ m)	Poids (kN/m ²)
Brique creuse	0,15	9	1.35
Brique creuse	0,10	9	0.9
Enduit extérieur en ciment	0,02	20	0.4
Enduit intérieur en plâtre	0,01	20	0.2
Charge permanent G			2.85

II.3.3.2 L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire, son calcul se fait à la flexion composée

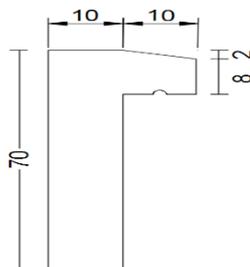


Figure II. 7 Schéma statique de l'acrotère

Le tableau suivant représente les caractéristiques des deux acrotères :

Tableau II. 8 Evaluation des charges de l'acrotère

désignation	h (m)	Surface (m)	Poids (KN/ml).		Poids propre Totale G (KN/ml).	Surcharge D'exploitation Q (KN/ml).
			Acrotère (e=10cm)	Enduit (e=1.5cm)		
Acrotère	0.7	0.079	1.975	0.21	2.185	1

II.4 Descente de charge :

La descente de charge est effectuée pour le poteau A1 (figure.II.1) qui nous semble être le plus chargé, comme le bâtiment est à usage d'habitations le DTR exige d'appliquer la loi de la dégression sur la surcharge Q sur ces niveaux

- **La loi de dégression des charges :**

On adoptera pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitation suivantes (à partir du haut du bâtiment) :

Sous la terrasse : Q_0

Sous le 9^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 5^{ème} étage : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs (pour $n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{(3+2)}{2 \times n} + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

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

- **Les Surfaces afférentes**

- **La Toiture**

$$S_1 = S_2 = 2.72 \text{ m}^2$$

$$G_{pp} = \gamma_c * h_{pp} * b_{pp} * L_{pp}$$

$$L_{pp} = 1.7 \text{ m} \rightarrow G_{pp} = 25 * 0.3 * 0.35 * 1.7 = 4.46 \text{ KN}$$

$$L_{ps} = 3.2 \text{ m} \rightarrow G_{ps} = 25 * 0.3 * 0.3 * 3.2 = 7.2 \text{ KN}$$

$$G_{poutre} = 11.66 \text{ KN}$$

$$S_Q = 6.91 \text{ m}^2 \rightarrow Q = 6.91 \text{ KN}$$

- **Terrasse inaccessible**

$$S_1 = S_2 = 2.72 \text{ m}^2$$

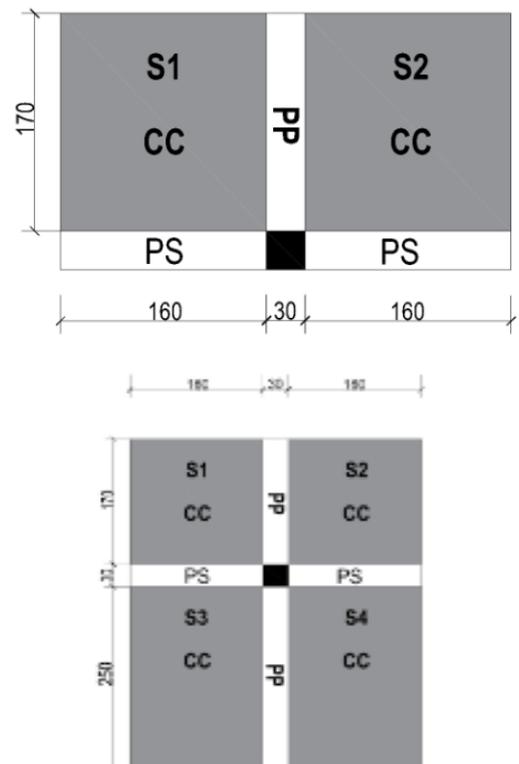
$$S_3 = S_4 = 4 \text{ m}^2$$

$$L_{pp} = 4.2 \text{ m} \rightarrow G_{pp} = 25 * 0.3 * 0.35 * 4.2 = 11.03 \text{ KN}$$

$$L_{ps} = 3.2 \text{ m} \rightarrow G_{ps} = 25 * 0.3 * 0.3 * 3.2 = 7.2 \text{ KN}$$

$$G_{poutre} = 18.23 \text{ KN}$$

$$S_Q = 15.66 \text{ m}^2 \rightarrow Q = 15.66 \text{ KN}$$



• De l'étage 9 à l'étage 1

$S_{cc} = 5.44 \text{ m}^2$

$S_{volée} = 5.46 \text{ m}^2$

$S_{palier} = 0.56 \text{ m}^2$

$S_{DP} = 0.84 \text{ m}^2$

$L_{pp} = 1.7 \text{ m} \rightarrow G_{pp} = 25 * 0.3 * 0.35 * 1.7 = 4.46 \text{ KN}$

$L_{ps} = 3.2 \text{ m} \rightarrow G_{ps} = 25 * 0.3 * 0.3 * 3.2 = 7.2 \text{ KN}$

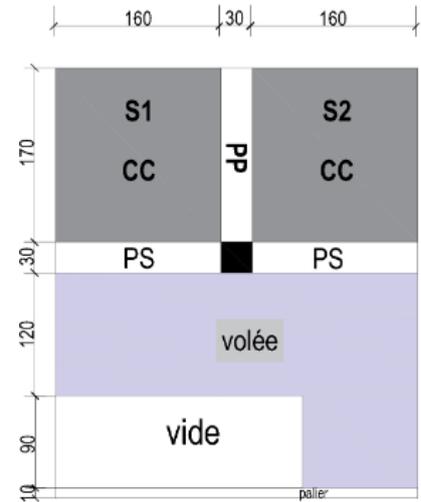
$G_{poutre} = 11.66 \text{ KN}$

$S_{Q1} = S_{cc} + S_{pp} = 5.95 \text{ m}^2 \rightarrow Q_1 = 5.95 * 1.5 = 8.93 \text{ KN}$

$S_{Q2} = S_{volée} + S_{palier} + S_{DP} = 6.86 \text{ m}^2 \rightarrow Q_2 = 6.86 * 2.5 = 17.15 \text{ KN}$

$Q = 26.08 \text{ KN}$ pour l'étage 9 à l'étage 2

$Q = 46.9 \text{ KN}$ pour l'étage 1



• RDC

$S_{volée 1} = S1 + S2 = 5.03 \text{ m}^2$

$S_{volée 2} = 5.46 \text{ m}^2$

$S_{palier} = 0.56 \text{ m}^2$

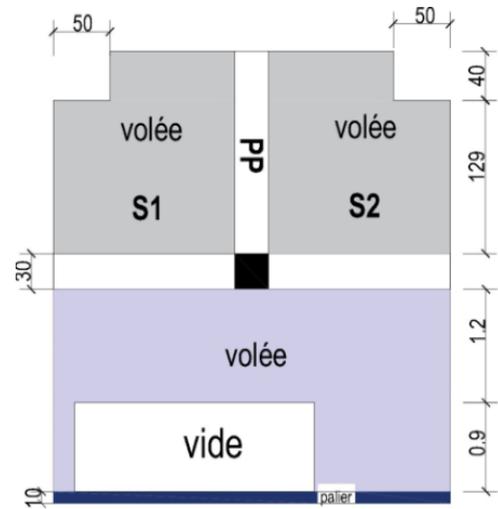
$S_{DP} = 0.84 \text{ m}^2$

$L_{pp} = 1.7 \text{ m} \rightarrow G_{pp} = 25 * 0.3 * 0.35 * 1.7 = 4.46 \text{ KN}$

$L_{ps} = 3.2 \text{ m} \rightarrow G_{ps} = 25 * 0.3 * 0.3 * 3.2 = 7.2 \text{ KN}$

$G_{poutre} = 11.66 \text{ KN}$

$S_{Qtotal} = 11.89 \text{ m}^2 \rightarrow Q = 29.73 \text{ KN}$



• sous sols 1 et 2

$S_{volée} = S1 + S2 = 5.03 \text{ m}^2$

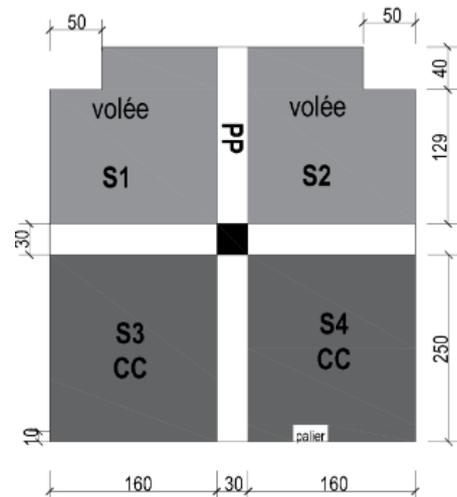
$S_{cc} = S3 + S4 = 8 \text{ m}^2$

$L_{pp} = 4.2 \text{ m} \rightarrow G_{pp} = 25 * 0.3 * 0.35 * 4.2 = 11.03 \text{ KN}$

$L_{ps} = 3.2 \text{ m} \rightarrow G_{ps} = 25 * 0.3 * 0.3 * 3.2 = 7.2 \text{ KN}$

$G_{poutre} = 18.23 \text{ KN}$

$S_{Qtotal} = 13.78 \text{ m}^2 \rightarrow Q = 43.45 \text{ KN}$



Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (A1) (figure.II.1) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II.9. Résultats de la descente de charge du poteau (A1)

Etage	Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
Terrasse	N0	toiture	46.8	22.57
		plancher	87.76	
		poutres	18.23	
	somme		152.79	22.57
Etage 09	N1	venant de N0	152.79	26.08
		plancher	29.43	
		poutres	11.66	
		Escalier	56.73	
		Dalle pleine	5.93	
	poteaux	8.03		
somme		264.57	48.65	
Etage 08	N2	venant de N1	264.57	26.08
		plancher	29.43	
		poutres	11.66	
		Escalier	56.73	
		Dalle pleine	5.93	
	poteaux	8.03		
somme		376.35	72.12	
Etage 07	N3	venant de N02	376.35	26.08
		plancher	29.43	
		poutres	11.66	
		Escalier	56.73	
		Dalle pleine	5.93	
	poteaux	9.37		
somme		489.47	93.00	
Etage 06	N4	venant de N03	489.47	26.08
		plancher	29.43	
		poutres	11.66	
		Escalier	56.73	
		Dalle pleine	5.93	
	poteaux	9.37		
somme		602.59	111.24	
Etage 05	N5	vnant de N04	602.59	26.08
		plancher	29.43	
		poutres	11.66	
		Escalier	56.73	
		Dalle pleine	5.93	
	poteaux	10.71		
somme		717.05	126.89	
Etage 04	N6	venant de N05	717.05	26.08
		plancher	29.43	
		poutres	11.66	
		Escalier	56.73	
		Dalle pleine	5.93	
	poteaux	10.71		

	somme		831.51	139.93
Etage 03	N7	venant de N04	831.51	26.08
		plancher	29.43	
		poutres	11.66	
		Escalier	56.73	
		Dalle pleine	5.93	
		poteaux	12.24	
	somme		947.5	152.97
Etage 06	N8	venant de N05	947.5	26.08
		Plancher	29.43	
		Poutres	11.66	
		Escalier	56.73	
		Dalle pleine	5.93	
		Poteaux	12.24	
	Somme		1063.49	166.01
Etage 01	N9	venant de N09	1063.49	46.9
		Plancher	29.43	
		Poutres	11.66	
		Escalier	56.73	
		Dalle pleine	5.93	
		Poteaux	13.77	
	Somme		1181.01	212.91
RDC	N10	venant de N10	1181.01	29.73
		Poutres	11.66	
		Escalier	99.24	
		Dalle pleine	5.93	
		Poteaux	13,77	
	Somme		1311.61	242.64
Entre sol 2	N11	venant de N11	1311.61	34.45
		Plancher	44 ,28	
		Poutres	11.66	
		Escalier	42.91	
		Poteaux	17.72	
	Somme		1428, 38	277.09
Entr sol 1	N12	venant de N12	1428,38	34.45
		Plancher	44,48	
		Poutres	11.66	
		Escalier	42.91	
		Poteaux	17.21	
	Somme		1544,64	311.54
ELU		1.35G=2085,26	1.5Q=467.31	
Effort normal à la base du poteau		2552,57		

II.5 Les vérifications nécessaires :

- **Vérification à la compression simple**

Exemple de calcul

On doit vérifier que : $\frac{N_{u*}}{B} \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = f_{bu}$ avec : B : la section de poteau

$$\rightarrow B \geq \frac{2552.57 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.179 \text{ m}^2$$

Pour B = 0.50*0.45 = 0.225 m² → B=0.225 m² > 0.179 m² Condition vérifiée

Tableau II.10 Vérification à la compression simple de poteaux de tous les niveaux

poteaux	Sections (cm ²)	Nu(MN)	B (m ²)	B ^{cal} (m ²)	Obs B > B ^{cal}
entre sol 1	50×45	2.552	0.225	0.179	vérifiée
entre sol 2	45×45	2.343	0.2025	0.165	Vérifiée
RDC et 1 ^{er} étages	45×40	2.134	0.18	0.150	Vérifiée
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages	40×40	1.684	0.16	0.118	Vérifiée
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étages	40×35	1.332	0.14	0.094	vérifiée
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étages	35×35	0.980	0.1225	0.069	vérifiée
8 ^{eme} et 9 ^{eme} étages	35×30	0.616	0.105	0.043	vérifiée

- **Vérification au flambement :**

D'après le CBA93 (Art B.8.8.1), la vérification suivante est indispensable :

Avec : $N_u * \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section des armatures.

α : Coefficient en fonction de l'élançement λ .

$$\frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50$$

$$0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70$$

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

l_f : Longueur de flambement l_f = 0.7 × l₀

l₀ : Longueur du poteau

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$; I : Moment d'inertie $I = \frac{h_1 \times b_1^3}{12}$

- **Exemple de calcul**

Vérification au flambement pour le poteau de l'entre sols 1 (45*50)

l₀ = 3.06 – 0.3 = 2.76 m → l_f = 1.93 m

B = 0.45*0.50 = 0.225 m² et $I = \frac{0.50 \times 0.45^3}{12} = 3.79 \times 10^{-3} \text{ m}^4$

$$i = \sqrt{\frac{3.79 \times 10^{-3}}{0.225}} = 0.129 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{1.93}{0.129} = 14.87 < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{14.87}{35}\right)^2} = 0.82$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_{u*}}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} \rightarrow B_r \geq \frac{2.807}{0.82 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.141 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Puisque la condition est vérifiée, donc le poteau ne risque pas de se flamber.

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II. 11 Vérification des poteaux au flambement

niveaux	l ₀ (m)	Sections (m ²)	Nu* (MN)	Br (m ²)	Br ^{cal} (m ²)	Observations Br > Br ^{cal}
entre sol 1	2,76	50×45	2.804	0,206	0,141	vérifiée
entre sol 2	3,2	45×45	2.576	0,185	0,131	vérifiée
RDC et 1 ^{er} étages	2,76	45×40	2.348	0,163	0,119	vérifiée
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages	2,76	40×40	1.853	0,144	0,094	vérifiée
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étages	2,76	40×35	1.465	0,125	0,079	vérifiée
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étages	2,76	35×35	1.078	0,109	0,055	vérifiée
8 ^{eme} et 9 ^{eme} étages	2,76	35×30	0.677	0,092	0,025	vérifiée

- **Vérification des conditions du RPA 99 / 2003**

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

$$\begin{cases} \min(b, h) = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} & \dots \dots \text{vérifiée} \\ \min(b, h) = 30 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = 15.3 \text{ cm} & \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{1}{4} \leq 1.16 \leq 4 & \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

II.6. Etude des éléments secondaires

II.6.1. Les planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est utilisé généralement lorsque la surcharge Q est modérée $Q \leq \min(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$ où G est le poids du plancher. Il est utilisé souvent en habitation pour la bonne isolation qu'il possède, aussi parce qu'il permet d'avoir un plafond uni.

- **Différents types de poutrelles :**

Les types de poutrelles détenus sont représentés sur la figure

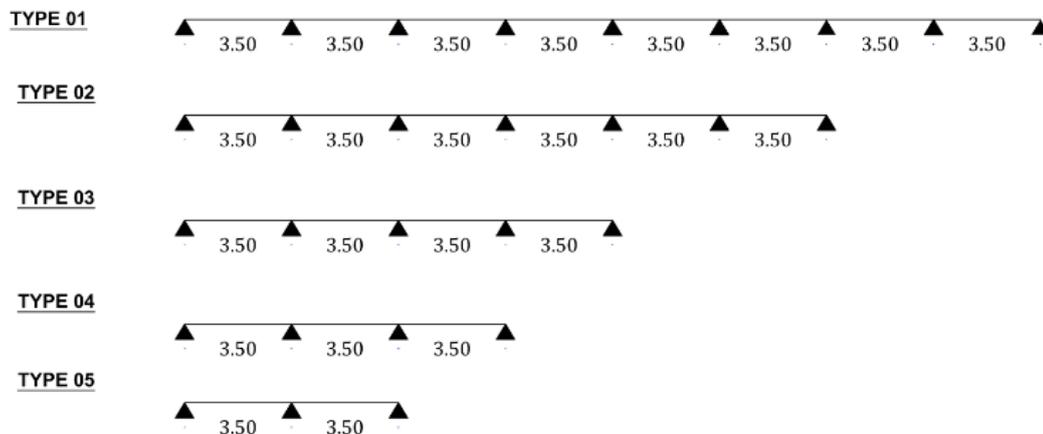


Figure. II.8. Différents types de poutrelles

✚ Méthodes de calcul :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues à la flexion simple. les méthodes calcul utilisées en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire ;
- Méthode de Caquot ;
- Méthode de Caquot minorée.

✚ Méthode forfaitaire :

(Annexe E.1 du BAEL 91)

• Conditions d'application de la méthode :

(BAEL91art B.6.2, 210)

- Plancher à surcharge modérée, $Q \leq \min(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$
- Les portées successives sont dans le rapport compris entre 0,8 et 1,25
- Le moment d'inertie est constant dans toutes les travées.
- La fissuration est peu nuisible.

On remarque que toutes les conditions sont satisfaites pour les différents types définies. Donc applique la méthode forfaitaire.

✚ Application de la méthode

• Moments aux appuis ($M_a < 0$)

$$M_a = \begin{cases} -0.6M_0 & \text{sur un appui central d'une poutre à 2 travées} \\ -0.5M_0 & \text{sur les deux appuis extrêmes voisins des appuis de rives} \\ -0.4M_0 & \text{sur tous les autres appuis intermédiaires} \end{cases}$$

Avec : M_0 moment isostatique maximal dans la travée.

• Moments en travées

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

$$\textcircled{1} \dots\dots\dots M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 \times M_0 \end{cases}$$

$$\textcircled{2} \dots\dots\dots \begin{cases} M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times \alpha) \times M_0}{2} & \dots \text{travée de rive} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0}{2} & \dots \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ degré de surcharge du plancher.

M_g, M_d : sont les moments sur les appuis de gauche et droite de chaque travée considérée.

• Efforts tranchants

Les efforts tranchants hyperstatiques V sont confondus avec les efforts tranchants isostatiques V_0 sauf sur les premiers appuis intermédiaires (voisins de rive) où :

$$V = \begin{cases} 1.15V_0 & \text{si la poutre est à deux travées.} \\ 1.1V_0 & \text{si la poutre a plus de deux travées} \end{cases} \quad \text{Avec : } V_0 = \frac{pl}{2}$$

II.6.1.1. - Calcul des moments et des efforts tranchants :

Calcul des sollicitations :

- ✓ A L'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q \rightarrow q_u = 0,65^* pu$
- ✓ A L'ELS : $q_s = G + Q \rightarrow q_s = 0,65^* ps$

Tableau. II. 12 Charges sur les poutrelles

Désignation		G(kN/m ²)	Q(kN/m ²)	p _u (kN/m ²)	p _s (kN/m ²)	q _u (kN/m)	q _s (kN/m)
Terrasse inaccessible		6.53	1,00	10.31	7.53	7.705	4.89
Du 2 ^{ème} à 9 ^{ème} étage (habitation)		5.41	1,50	9.55	6,91	6,209	4.49
1 ^{er} étage	Terrasse accessible	5.41	6.00	16.30	11.41	10.60	7.42
	Commerce	5.41	5	14.80	10.41	9.62	6.77
	Habitation	5.41	1.5	9.55	6.91	6.209	4.49
RDC	Commerce	5.41	5	14.80	10.41	9.62	6.77
	Habitation	5.41	1.5	9.55	6.91	6.209	4.49
Entre sol 1 et 2 (commerce)		5.41	5	14.80	10.41	9.62	6.77

✚ Calcul des sollicitations dans la poutrelle de type 1 :

On prend comme exemple de calcul le plancher de terrasse accessible lequel sollicité par les charges maximales.

- **Calcul des moments**

- **Moments isostatiques :**

On a :
$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \rightarrow \begin{cases} ELU: M_0^u = 16.227 \text{ KN.m} \\ ELS: M_0^s = 11.357 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_B = M_H = \begin{cases} ELU: M_u^{int} = -8.115 \text{ KN.m} \\ ELS: M_s^{int} = -5.680 \text{ KN.m} \end{cases} ; M_{C,D,E,F,G} = \begin{cases} ELU: M_u^{int} = -6.490 \text{ KN.m} \\ ELS: M_s^{int} = -4.542 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Au niveau des appuis de rive, les moments sont nuls, cependant le BAEL nous exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis.

Ces aciers sont calculés à partir d'un moment égal à : $M_a^{rive} = -0.15M_0$

Donc : $M_a^{rive} = -2.434 \text{ KN.m}$. (a l'ELU)

- **Moments en travées**

D'après les expressions ❶ et ❷ (page 2), on obtient :

$$M_t^{AB,HI} = \begin{cases} ELU: M_u^t = 14.73 \text{ KN.m} \\ ELS: M_s^t = 10.31 \text{ KN.m} \end{cases} ; M_t^{BC,GH} = \begin{cases} ELU: M_u^t = 11.48 \text{ KN.m} \\ ELS: M_s^t = 8.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t^{CD,DE,EF,FG} = \begin{cases} ELU: M_u^t = 12.30 \text{ KN.m} \\ ELS: M_s^t = 8.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Efforts tranchants**

$$V_0 = \frac{q \times l}{2} \quad \text{Effort tranchant isostatique}$$

$$V_{A,C,D,E,F,G} = 18.55 \text{ KN} ; V_{B,H} = 20.40 \text{ KN}$$

Les Sollicitations maximales dans les différents niveaux

Tableau II.13. Sollicitations maximales dans les différents étages

NIVEAUX		Solicitation les plus défavorables						
		ELU				ELS		
		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t (KN.m)	V (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t (KN.m)
Terrasse inaccessible (T1)		-1.54	-6.16	7.70	13.49	-1.12	-4.49	5.62
Du 2 ^{eme} à 9 ^{eme} étage (T6)		-1.43	-5.70	7.26	12.46	-1.03	-4.12	5.26
1 ^{er} étage	Terrasse accessible (T1)	-2.43	-8.11	14.73	20.40	-1.70	-5.68	10.31
	Commerce (T1)	-2.21	-7.37	13.17	18.52	-1.55	-5.18	9.26
	Habitation (6)	-1.43	-5.70	7.27	12.49	-1.03	-4.12	5.26
RDC	Commerce (T1)	-2.21	-7.37	13.17	18.52	-1.55	-5.18	9.26
	Habitation (T6)	-1.43	-5.70	7.27	12.49	-1.03	-4.12	5.26
Entre sol 1 et 2 (T1)		-2.21	-7.37	13.17	18.52	-1.55	-5.18	9.26

Diagramme des efforts internes dans les différentes type de poutrelles :

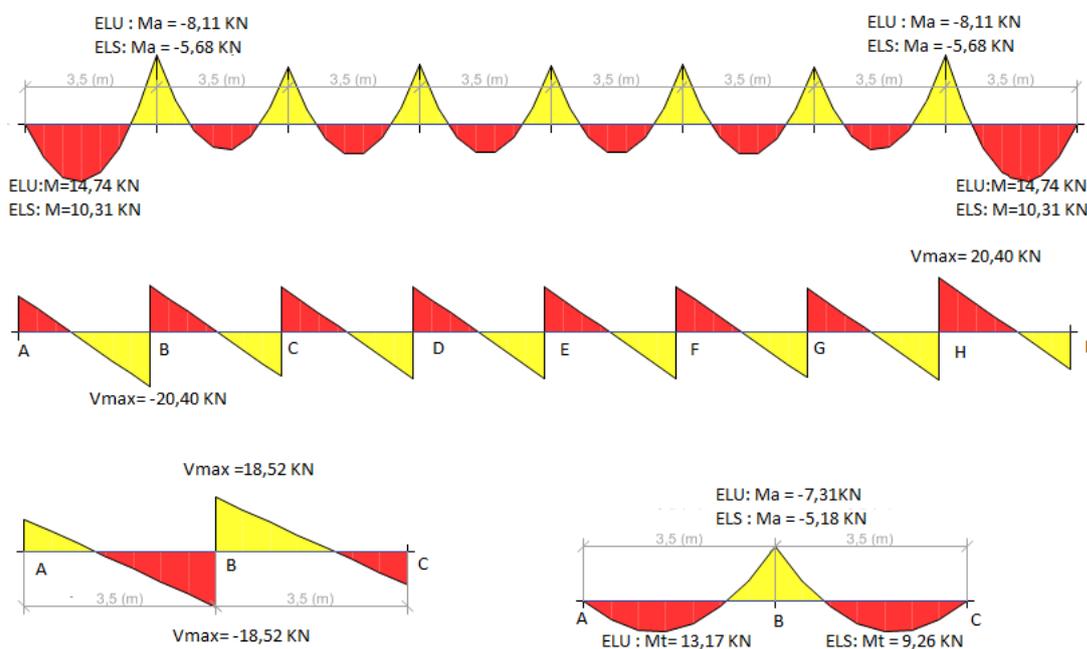


Figure. II.9. Diagramme des efforts internes dans les poutrelles type 1 et 6

II.6.1.2 Ferrailage des poutrelles :

✚ Ferrailage longitudinal

Comme les sollicitations sont proche, On ferrailera toutes les poutrelles avec :

$$ELU \begin{cases} M_t = 14.73 \text{ KN.m} \\ M_a^{int} = -8.11 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -2.43 \text{ KN.m} \\ V = 20.40 \text{ KN} \end{cases} \quad ELS \begin{cases} M_t = 10.31 \text{ KN.m} \\ M_a^{int} = -5.68 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -1.70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Données : $b = 65\text{cm}$; $b_0 = 10\text{ cm}$; $h = 20\text{ cm}$; $h_0 = 4\text{ cm}$; $d = 18\text{ cm}$; $f_e = 400\text{ Mpa}$; $f_{c28} = 25\text{ MPa}$

➤ Ferrailage en travée

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

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.0591 \text{ MN.m}$$

$M_{tu} = 0.0591 \text{ MN.m} > M_t^u = 0.01473 \text{ MN.m} \rightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0.01473}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.049 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.049 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{Ce qui donne: } A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.049} \right] = 0.063 .$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.063) = 0.175 \text{ m}$$

$$\rightarrow A_t = \frac{0.01473}{0.176 \times 348} = 2.42 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec } f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

• Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\rightarrow A_t^{min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_t = 2.42 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Ferrailage aux appuis

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ($b_0 \times h$)

• Appui intermédiaire

$$\mu_{bu} = 0.176 ; \alpha = 0.244 ; z = 0.162 \rightarrow A_a^{int} = \frac{0.00811}{0.158 \times 348} = 1.43 \text{ cm}^2 , A' = 0$$

• Appui de rive

$$\mu_{bu} = 0.186 ; \alpha = 0.067 ; z = 0.175 \rightarrow A_a^{rev} = \frac{0.00243}{0.158 \times 348} = 0.40 \text{ cm}^2 , A' = 0$$

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

$$A_a^{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_a^{int} = 1.43 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Choix des barres

En travée :..... $A_t = 2.42 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 2HA10+1HA12 = 2.70 cm^2

En appui intermédiaire :..... $A_a^{int} = 1.43 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 2HA10 = 1.57 cm^2

En appui de rive :..... $A_a^{rive} = 0.40 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 1HA10 = 0.78 cm^2

✚ **Ferraillage transversal**

• **Vérification de rupture par cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{20.40 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 1.133 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u = 1.133 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement

$$\phi_t \geq \min\left(\phi_l^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \rightarrow \phi_t \geq \min(10 \text{ mm}; 5,71 \text{ mm}; 10 \text{ mm})$$

Pour les armatures transversales, on prend un étrier de ϕ_6 d'où : $A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$

• **Espacement des armatures transversales**

L'espacement des armatures transversales st est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent :

$$\left\{ \begin{array}{ll} St \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) & \rightarrow st \leq 16.2 \text{ cm} \\ St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} & \rightarrow st \leq 57 \text{ cm} \\ St \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} & \rightarrow st \leq 32.86 \text{ cm} \end{array} \right.$$

D'où $St = 15 \text{ cm}$

• **Vérfications à l'ELU**

a- Vérification du cisaillement à la jonction table nervure

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{avec : } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$\rightarrow \tau_1^u = 1.39 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$ Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure

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

➤ **Appui de rive**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \rightarrow A_l^{min} \geq \frac{1.15}{400} 21.33 \times 10^{-3} = 0.61 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 > 0.61 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_a^{int}}{0.9 d} \right) \rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \left(21.33 \times 10^{-3} - \frac{8.84 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) = -1.1$$

$A_l = -1.1 < 0 \rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

c- Vérification de la compression de la bielle du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{\alpha \times b_0} \leq \overline{\sigma}_{bc} \text{ avec } \alpha = \min(0.9d ; (40 - 4)cm) = 16.2 \text{ cm}$$

Ce qui donne : $V_u \leq 0.267 \times \alpha \times b_0 \times f_{c28} \rightarrow 21.33KN < 108,135KN$

\rightarrow pas de risque d'écrasement de la bielle

- **Vérifications à l'ELS**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- Ouvertures des fissures (les contraintes)
- Déformations (flèche)

a- Vérification des contraintes \triangleright **En travée**

Position de l'axe neutre (H) : $H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 24.4 \text{ cm}^3 > 0$

\rightarrow L'axe neutre passe par la table de compression, vérification des contraintes pour une section rectangulaire ($b \times h$).

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

Calcul de y et I

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0 \Leftrightarrow 32.5 y^2 + 40.5 y - 729 = 0 \rightarrow y = 4.15 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{65 \times 4.15^3}{3} + 15 \times 2.70 \times (18 - 4.15)^2 \rightarrow I = 9317.4 \text{ cm}^4$$

Donc : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 4.59 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

 \triangleright **En appui intermédiaire****Calcul de y et I**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0 \Leftrightarrow 5 y^2 + 23.55 y - 423.9 = 0 \rightarrow y = 7.15 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{10 \times 7.15^3}{3} + 15 \times 1.57(18 - 7.15)^2 \rightarrow I = 3990.78 \text{ cm}^4$$

Donc : $\sigma_{bc} = \frac{5.68 \times 10^{-3} \times 7.15 \times 10^{-2}}{3990.78 \times 10^{-8}} = 10.18 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$

\rightarrow pas de risque de fissure au niveau des appuis

✚ Vérification de la flèche \triangleright **Conditions de la vérification de la flèche**

Données : $L = 3.5 \text{ m} ; M_0^S = 11.357 \text{ KN.m} ; M_t^S = 10.31 \text{ KN.m} ; M_t^S = 0.908 M_0^S$

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

1) $h \geq \frac{M_t^S}{15M_0^S} \times l \rightarrow h = 20 \text{ cm} > 21.18 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$

2) $A \leq \frac{3.6 \times b_0 \times d}{f_e} \rightarrow A = 2.70 \text{ cm}^2 > 1.62 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$

3) $L < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Puisque la première et la deuxième condition ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} ; L < 5m ; \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3.5}{500} = 7 \text{ mm}$$

Δf : La flèche à calculer selon le BAEL en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,...).

$$\Delta f = (f^{gv} - f^{ji}) + (f^{pi} - f^{gi}) \dots \dots \dots \text{BAEL91 révisé 99}$$

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :

$$\begin{cases} M_{ser}^G = 0.908 \times G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = 0.908 \times j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = 0.908 \times (G + j) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{ser}^G = 4.88 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 3.47 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 10.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Avec : $j = G - G^{\text{revêtement}} = 5,41 - (0,4 + 0,4 + 0,36 + 0,40) = 3,85 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456.6 \text{ MPa} \end{cases}$$

• Coefficients λ, μ :

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} = 2.84 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.13 \end{cases} \quad \text{avec} \quad \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2.70}{10 \times 18} = 1.5 \%$$

• Calcul des σ_{st} :

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{sre}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{sre}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{sre}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 108.948 \text{ PA} \\ \sigma_{st}^j = 77.532 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 229.778 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} I = 9317.4 \text{ cm}^4 \\ y = 4.15 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu^g = \max \left(0 ; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0.574 \\ \mu^j = \max \left(0 ; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) = 0.455 \\ \mu^p = \max \left(0 ; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) = 0.768 \end{cases}$$

• Calcul des moments d'inertie fissurés

$$y_g = 6.88 \text{ cm} \rightarrow I_0 = \frac{b \times y_g^3}{3} + b_0 \frac{(d-y_g)^2}{3} - \frac{(b-b_0) \times (y_g-h_0)^3}{3} + 15 \times A(d-y_g)^2 = 19154 \text{ cm}^4$$

$$\begin{cases} I_f^{gi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu^g} = 7999.8 \text{ cm}^4 \\ I_f^{ji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu^j} = 9176.8 \text{ cm}^4 \\ I_f^{pi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu^p} = 6613.3 \text{ cm}^4 \\ I_f^{gv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu^g} = 12742 \text{ cm}^4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} f^{gi} = M_{sre}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_f^{gi}} = 2.31 \text{ mm} \\ f^{ji} = M_{sre}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_f^{ji}} = 1.43 \text{ mm} \\ f^{pi} = M_{sre}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_f^{pi}} = 5.88 \text{ mm} \\ f^{gv} = M_{sre}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_f^{gv}} = 4.34 \text{ mm} \end{cases}$$

$\Delta f = 6.49 \text{ mm} < \bar{f} = 7 \text{ mm}$ la flèche est vérifiée

✚ Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est munie d'un ferrailage dans les deux sens :

• Armatures perpendiculaires aux poutrelles : $A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :** $A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Donc on adopte un treillis soudé Ø6 de mailles 150× 150 ce qui satisfait les sections précédentes

🚧 Schéma de ferrailage :

Les schémas de ferrailage sont présentés dans l'annexe (6).

II.6.2 Planchers à dalle pleine :

II.6.2.1. La Dalle D1 (au niveau de la cage)

Cette dalle se calcule comme une dalle sur 4 appuis (Figure II.4 page 12)

Puis les armatures au niveau de l'ouverture seront remplacées par des barres de renfort de même section au niveau des extrémités de l'ouverture

On a : $G = 7.06 \text{ kn} / \text{m}^2$; $Q = 2.5 \text{ kn} / \text{m}^2$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5}{6} = 0.83 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaille selon 2 sens}$$

a- Calcul des sollicitations

➤ À l'ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 13.28 \text{ KN/m}^2$$

• Calcul des moments isostatique

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_0^x = 17.53 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 11.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \rho = 0.83 ; \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.6494 \end{cases} \dots\dots\dots (\text{Annexe 2})$$

• Calcul des moments réels dans la dalle :

Comme la dalle est partiellement encastree dans ces appuis les moments M_0 calculés doivent être corrigés comme suit selon le BAEL :

✓ En travées :

$$M_t^{x,y} = \begin{cases} M_t^x = 0.85M_0 \\ M_t^y = 0.85M_0 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_t^x = 14.9 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 9.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = 8.76 \text{ KN.m}$$

➤ À l'ELS

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des moment dans la dalle

Tableau II.14 Les sollicitations à l'ELS

	N	μ	$M_0(\text{KN*m})$	$M_t(\text{KN*m})$	$M_a(\text{KN*m})$
Sens x-x	0,2	0,0596	14.24	12.1	7.12
Sens y-y		0,7518	10.07	9.1	7.12

b- Ferrailage :

✓ En travées :

a- Sens x-x

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}^x}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0.0149}{14.2 \times 1 \times 0.15^2} = 0.046 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} ; \mu_{bu} < 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.046} \right] = 0.059 .$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.15(1 - 0.4 \times 0.046) = 0.146 \text{ m}$$

$$A_t^x = \frac{0.0149}{0.146 \times 348} = 2.92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

b- Sens y-y

$$M_{tu}^x = 9.68 ; \mu_{bu} = 0.03 ; \alpha = 0.038 ; z = 0.147 \rightarrow A_t^y = 1.83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

✓ **En appuis :**

- Sens x-x et y-y

$$M_{tu}^{x,y} = 8.76 ; \mu_{bu} = 0.027 ; \alpha = 0.034 ; z = 0.148 \rightarrow A_a^{x,y} = 1.70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

c- Les vérifications nécessaires

- **Condition de non fragilité :**

Pour $e > 12 \text{ cm}$ et $\rho = 0,83$; avec

$$A_{min}^x = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e \rightarrow A_{min}^x = 1.56 \text{ cm}^2/\text{m} < A_t^x \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \rightarrow A_{min}^y = 1.44 \text{ cm}^2 < A_t^y \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\rho_0 = 8 \times 10^{-4} \text{ Pour fe E400}$$

- **Le choix des armatures :**

$$\text{Sens } x_x \begin{cases} \text{En travées: } 4\text{HA}10\text{pm} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \text{En appuis : } 4\text{HA}8\text{pm} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases} ;$$

$$\text{Sens } y_y \begin{cases} \text{En travées : } 4\text{HA}8\text{pm} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \text{En appuis : } 4\text{HA}8\text{pm} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Espacement des armatures :**

$$st = \begin{cases} \text{Armatures // } L_x : S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3e ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \\ \text{Armatures // } L_y : S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (4e ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \end{cases} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

Pour éviter l'utilisation des armatures transversales dans la dalle, Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

✚ **Sens x-x :**

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 \times l_x^4} = \frac{13.28 \times 5}{2} \times \frac{6^4}{6^4 + 5^4} \rightarrow V_u = 22.4 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{22.4 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.15 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa}$$

Donc on n'a pas besoin d'utiliser des armatures transversales.

- **Vérification de la contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0 \Leftrightarrow 0.5 y^2 + 4.71 \times 10^{-3} y - 7.06 \times 10^{-4} = 0 \rightarrow y = 3.31 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \rightarrow I = 7645.3 \text{ cm}^4$$

Le tableau II.15 donne les résultats de calcul des contraintes dans la dalle

Tableau II.15. Vérifications des contraintes à l'ELS

La Dalle		M^S (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
D2	x-x	12.1	3.31	7645.3	5.25 < 15	Vérifiée
	y-y	9.1	2.72	5217.4	4.74 < 15	Vérifiée
	appui	7.12	2,72	5217.4	3.71 < 15	Vérifiée

- **Vérification de la flèche :**

Vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \\ \frac{h}{l_x} \geq \max \left(\frac{M_{Tser}^{x,y}}{20 \times M_{0ser}^{x,y}} ; \frac{3}{80} \right) \Rightarrow \frac{h}{l_x} = 0.03 < 0.0425 \dots \text{condition non vérifiée} \\ l < 8 \text{ m} \end{array} \right.$$

Puisque la condition de la flèche n'est pas vérifiée donc on doit calculer la flèche, Les résultats sont récapitulés dans le Tableau II.16:

Tableau II.16 : Evaluation de la flèche dans la dalle (D1)

Sens	L (m)	A _s (cm ²)	M_{ser}^j (KN.m)	M_{ser}^g (KN.m)	M_{ser}^p (KN.m)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
x-x	5	3.14	6.96	8.94	12.11	6.16	10

- **Schéma de ferrailage :**

Les schémas de ferrailage sont présentés dans l'annexe (6).

II.6.2.2. La Dalle D2 : (au niveau de l'ascenseur)

On a : G = 6.06 kn / m² ; Q = 2.5 kn / m

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.95}{5} = 0.79 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaille selon 2 sens}$$

Le calcul est mené de la même manière que la dalle D1 (Figure II.4 pages 12)

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau Tableau II.17

a- ELU

Les résultats obtenus sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau II.17. Sollicitations maximales dans les dalles pleines

DALLE	Sollicitations							
	ELU					ELS		
	M_T^X (KN.m)	M_T^Y (KN.m)	M_a (KN.m)	V_x (KN)	$\tau_{ux} \leq \tau$ (MPa)	M_T^X (KN.m)	M_T^Y (KN.m)	M_a (KN.m)
D2	9.06	5.24	5.33	16.95	0.11 < 1,17	7.25	5.06	4.26

Tableau II.18 Calcul du ferrailage à l'ELU

Types	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Acal (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Aadopté (cm ² /ml)
D2	X-X	9.06	0.052	0.068	0.107	2.43	1.23	4HA10 = 3.14
	Y-Y	5.24	0.030	0.038	0.108	1.39	1.12	4HA8 = 2.01
	Appui	5.33	0.031	0.039	0.108	1.41	1.23	4HA8 = 2.01

Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

b- ELS

Les résultats obtenus sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau II.19 Vérifications des contraintes à l'ELS

Types de La Dalle		M^S (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs
D2	x-x	7.25	2.78	3898.6	5.17 < 15	Vérifiée
	y-y	5.06	2.29	2687.6	4.31 < 15	Vérifiée
	appui	4.26	2.29	2687.6	3.63 < 15	Vérifiée

• Vérification de la flèche :

Sens x-x :

$$\frac{h}{l_x} = 0.035 < 0.042 \dots \text{condition non vérifiée}$$

Puisque la condition de la flèche n'est pas vérifiée donc on doit calculer la flèche

Tableau II.20 Evaluation de la flèche dans la dalle (D2)

Sens	L (m)	A_s (cm ²)	M_{ser}^j (KN.m)	M_{ser}^g (KN.m)	M_{ser}^p (KN.m)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Obs
x-x	3.95	3.95	3.81	5.13	7.25	4.82	7.9	Vérifiée

✚ Schéma de ferrailage :

Les schémas de ferrailage sont présentés dans l'annexe (6).

II.6.3. Etude de la poutre de chaînage :

Les poutres de chaînages, à calculer dans notre projet, sont des poutres horizontales en béton armé, qui servent à reprendre les poids des doubles cloisons .

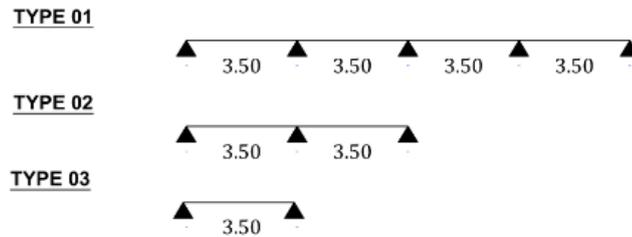


Figure II.10. Schéma statique des poutres de chaînage

a- Dimensionnement :

Comme ces poutres supportent des doubles cloisons de 30 cm d'épaisseur on choisit alors $b = 30$ cm et $h = 30$ cm.

b- Sollicitations maximales

Vu que les poutres de chaînages obtenues vérifient toutes les conditions de la méthode forfaitaire

Poids propre de chaînage : $G_p = 25 \times 0.30 \times 0.30 = 2.25$ KN/m

Poids du mur : $G_m = 2.85 \times (3.06 - 0.3) = 7.86$ KN/m

Poids du plancher à corps creux : $q_{cc} = P_{\text{plancher}} \frac{l_0}{2}$;

avec : $l_0 = 0.65$; $G = 5.41$ KN/m² ; $Q = 3.5$ KN/m²

$$D'o\grave{u} : \begin{cases} q_u = (1.35G + 1.5Q) \times \frac{l_0}{2} + (1.35G_p + G_m) = 17.73 \text{ KN/m} \\ q_s = (G + Q) \times \frac{l_0}{2} + G_p + G_m = 13.00 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Moments isostatiques (type 3)} \begin{cases} ELU : M_0^u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 27.15 \text{ KN.m} \\ ELS : M_0^s = q_s \times \frac{l^2}{8} = 19.91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travée (type 3)} \begin{cases} ELU : 0.85 M_0^u = 23.07 \text{ KN.m} \\ ELS : 0.85 M_0^s = 16.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appui (type 2)} : M_a = -0.6 M_0 \begin{cases} ELU : M_a^u = 16.29 \text{ KN.m} \\ ELS : M_a^s = 11.95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✚ Ferrailage

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant.

Tableau II.21. Moments et ferrillages correspondant

Position	M (KN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)
Travée	23.07	A	0.075	0.097	0.259	2.57	0,98	3HA12 = 3.39
Appui	- 16.29		0.052	0.067	0.262	1.78	0,98	3HA12 = 3.39

✚ Les vérifications nécessaires :**a- ELU**

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

$$V_u = 1.15 \times q_u \times \frac{l}{2} = 35.68 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.44 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

donc pas de risque de rupture par cisaillement

- **Armatures transversales**

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$ puis on calcul A_{trans}

$$\begin{cases} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \\ A_{trans} \geq \frac{b \times s_t \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} < 0 \end{cases} \rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre $\phi 8$ + un étrier $\phi 8 \rightarrow A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

b- ELS

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée).

Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux qui suivent

Tableau II.22. Vérification des contraintes

Position	M_{ser} (KN.m ²)	Y (cm)	I (cm ²)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPa)
En travée	16.29	8.02	23477	5.56 < 15	197.53 < 201.63
En appui	11.95	6.88	17587	4.68 < 15	155.91 < 201.63

✚ **Vérification de la flèche**

1. $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \rightarrow h = 30 \text{ cm} > 29.74 \text{ cm} \dots$ condition vérifiée
2. $A \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \rightarrow A = 3.39 \text{ cm}^2 < 8.51 \text{ cm}^2 \dots$ condition vérifiée
3. $l = 3.5 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots$ condition vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✚ **Schéma de ferrailage :**

Les schémas de ferrailage sont présentés dans l'annexe (6).

II.6.4. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (F_p).

Le calcul se fera à la flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire, les dimensions de l'acrotère sont données dans la (Figure II.7 page 17)

a- Evaluations des charges et surcharges :

- **Force sismique :**

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99ver03 [Art.6.2.3]}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} A = 0,25 \text{ (zone 3) : coefficient d'accélération de la zone .} \\ C_p = 0,8 \text{ Facteur de la force horizontales} \\ W_p = 2,185 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\rightarrow F_p = 1,75 \text{ KN/ml}$$

b- Calcul des sollicitations :

Calcul de centre de gravité de la section

$$\begin{cases} XG = \sum \frac{A_i \times x_i}{A_i} \\ YG = \sum \frac{A_i \times y_i}{A_i} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} XG = 7,25 \text{ cm} \\ YG = 38,36 \text{ cm} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} NG = 1,975 \text{ KN} \\ MG = 0 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} NF = 0 \text{ KN} \\ MF = FP \times yG = 0,67 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} NQ = 0 \text{ KN} \\ MQ = Q \times h = 0,7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau II.23. Combinaisons d'action de l'acrotère.

Désignation	ELU accidentel				ELU	ELS
	G + Q + E	G + Q-E	0,8G + E	0,8G - E		
Combinaisons					1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	1,975	1,975	1,58	1,58	2,67	1,975
M(KN)	1,37	0,03	0,67	-0,67	1,05	0,70

- $N_{\max} = 2,67 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{correspondant}} = 1,05 \text{ KN.m} \rightarrow A_1$
- $M_{\max} = 1,37 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{correspondant}} = 1,975 \text{ KN} \rightarrow A_2$
- $N_{\min} = 1,58 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{correspondant}} = 0,67 \text{ KN.m} \rightarrow A_3$

L'acrotère sera ferrailé avec : $\max (A_1, A_2, A_3)$

c- Ferrailage

Calcul de A1 (l'ELU durable) :

Calcul de l'excentricité à l'ELU :

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 39,325 \text{ cm} \\ \frac{h_0}{6} = \frac{0,1}{6} = 1,66 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow e_0 > \frac{h}{6} \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

On a :

$$M_{UA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1,05 + 2,67 \times \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right) = 1,13 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,13 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,2} = 0,012$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,015$$

$$z = 0,08(1 - 0,4 \alpha) = 0,08 \rightarrow A = \frac{1,13 \times 10^{-3}}{348 \times 0,08} = 0,40 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,4 \times 10^{-4} - \frac{2,67 \times 10^{-3}}{348} = 0,32 \text{ cm}^2$$

Le calcul des autres cas mené aux résultats résumés dans le tableau suivante :

Tableau. II. 24 Résultats de ferrailage à la flexion composé d'acrotère

Section s	M (KN.m)	N (KN.m)	M_{ua} (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{FS} (cm ²)	A^{FC} (cm ²)	A_{min} (cm ²)
A2	1,37	1,975	1,43	0,015	0,019	0,08	0,52	0,46	0,97
A3	0,67	1,58	0,62	0,006	0,008	0,08	0,22	0,26	0,97

d- Les vérifications nécessaires :

✚ ELU

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0,97 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A_2 \rightarrow$ On ferraille avec $A_{min} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• Armatures de répartition :

$$A_{rép} = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_{rép} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Vérification de l'effort tranchant :

$$v_u^{max} = F_p + Q = 1,75 + 1 = 2,75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2,75 \times 10^{-3}}{0,08 \times 1} = 0,034 < 1,17 \text{ MPa} \rightarrow \text{les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

✚ ELS

• Vérifications des contraintes

Calcul la position de l'axe neutre :

$$y = (y_c + c)$$

$$c = e_G - \frac{h}{2} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - 0,05 = 0,35 - 0,05 = 0,304 \quad \text{Avec } c < 0 \text{ et } y_c > 0$$

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

$$\begin{cases} p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c) = -0,270 \\ q = -3c^3 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c)^2 = -0,085 \end{cases}$$

La solution de l'équation (1)

$$\text{On calcul : } \Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27} \rightarrow \Delta = 4,31 \times 10^{-3} > 0 \rightarrow \text{on a une seule racine réelle}$$

$$\text{On calcul } \begin{cases} t = (\sqrt{\Delta} - q) = 0,15 \text{ m}^3 \\ z = t^{1/3} = 0,532 \text{ m} \\ y_c = z - \frac{p}{3z} = 0,701 \text{ m} \end{cases}$$

$$y = (y_c + c) = 0,701 - 0,304 = 0,397 \text{ m} \rightarrow \mu_t = \frac{b y^2}{2} - A \times (d - y) = 7,97 \times 10^{-2} \text{ m}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{1,975 \times 10^{-3}}{7,97 \times 10^{-2}} \times 0,397 = 0,01 < \bar{\sigma} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

✚ Schéma de ferrailage :

Les schémas de ferrailage sont présentés dans l'annexe (6).

II.6.5. Etude des escaliers (escaliers de l'étage courant):

- Etude de la volée 1 et 3

Ces volées sont appuyées sur la poutre de niveau et la poutre inclinée crée au niveau de la volée intermédiaire

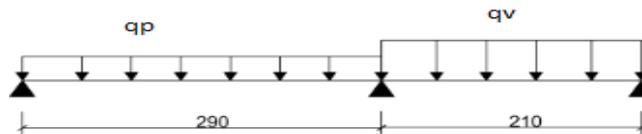


Figure. II.11 Schéma statique de l'escalier.

Combinaison de charges :

On a : $G_v = 9.77 \text{ KN/m}^2$; $G_p = 6.06 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$$ELU \begin{cases} q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = 16.94 \text{ KN/ml} \\ q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = 11.93 \text{ KN/ml} \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} q_v = G_v + Q_v = 12.27 \text{ KN/ml} \\ q_p = G_p + Q_p = 8.560 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Les sollicitations

Réactions d'appuis

$$\sum F/x = 0 \quad \rightarrow \quad R_A + R_B = 2.1q_v + 2.9q_p$$

$$\sum M/A = 0 \quad \rightarrow \quad ELU \begin{cases} R_A = 32.03 \text{ KN} \\ R_B = 38.14 \text{ KN} \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} R_A = 23.06 \text{ KN} \\ R_B = 27.55 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant et effort tranchant :

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

$$ELU \begin{cases} M_0^{max} = 43 \text{ kn.m} \\ M_t^{max} = 0.75M_0^{max} = 32.25 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = 0.5M_0^{max} = 21.5 \text{ KN.m} \\ V_{max} = 38.14 \text{ kn} \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} M_0^{max} = 31.06 \text{ kn.m} \\ M_t^{max} = 0.75M_0^{max} = 23.30 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = 0.5M_0^{max} = 15.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- A P'ELS

Etat limite de compression du béton :

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.26 Vérification de la contrainte du béton

Position	M_{ser} (KN.m ²)	Y (cm)	I (cm ²)	$\sigma_{bc} \leq bc$ (MPa)
En travée	23.30	4.58	15233	$7.01 \leq 15$
En appui	15.53	4.03	11896	$5.52 \leq 15$

✚ **Etat limite de déformation**

- **Vérification de la flèche :**

1. $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \rightarrow \frac{0.18}{5} = 0.036 \text{ cm} < 0.0375 \text{ cm} \dots \text{condition non vérifiée}$
2. $A \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e}$
3. $l = 5 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \text{condition vérifiée}$

La vérification de la flèche est nécessaire

Tableau. II. 27 Vérification de la flèche.

Sens	A_l (cm ²)	M_{ser}^j (KN.m)	M_{ser}^g (KN.m)	M_{ser}^p (KN.m)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Obs
y-y	6.15	13.74	17.38	23.19	11.41	10	Non Vérifiée

La flèche n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section de ferrailage

On choisit : 4HA16 = 8.01 cm²/ml

Les résultats de calcul résumés dans le tableau suivant :

Tableau. II. 28 Vérification de la flèche.

Sens	A_l (cm ²)	M_{ser}^j (KN.m)	M_{ser}^g (KN.m)	M_{ser}^p (KN.m)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Obs
y-y	8.01	13.74	17.38	23.19	9.89	10	Vérifiée

- **Vérification des armatures de répartition :**

- ❖ **En travée :**

$$A_r \geq \frac{A^p}{4} = \frac{8.01}{4} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ on choisit } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} ; st = 25 \text{ cm}$$

- ❖ **En appuis :**

$$A_r \geq \frac{A^p}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ on choisit } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} ; st = 25 \text{ cm}$$

- ✚ **Schéma ferrailage :**

Les schémas de ferrailage sont présentés dans l'annexe (6)

- **Etude de la volée 2**

La volée 2 est encastrée dans la poutre inclinée

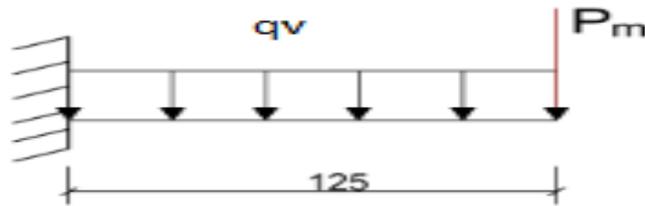


Figure. II.13 Schéma statique é de la volée 2

Combinaison de charges :

On a : $G_v = 9.77 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

P_m : Poids du garde corps en acier $\gamma = 1.5 \text{ KN/cm}^2$

$P_m = \gamma \times b \times h = 1 \times 1 \times 0.9 = 0.9 \text{ KN}$

$$ELU \begin{cases} q_v^u = (1.35G_v + 1.5Q_v) = 16.94 \text{ KN/ml} \\ p_m^u = 1.35 \times 0.9 = 1.215 \text{ KN} \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} q_v^u = (G_v + Q_v) = 12.27 \text{ KN/ml} \\ p_m^u = 0.9 = 0.9 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant et effort tranchant :**

le calcul des sollicitations va se faire par la méthode de la RDM

$$ELU \begin{cases} M_u = - \left[\frac{16.94 \times 1.25^2}{2} + 1.215 \times 1.25 \right] = -14.75 \text{ KN.m} \\ V_u = R_c^u = 16.94 \times 1.25 + 1.215 = 22.39 \text{ KN} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_s = - \left[\frac{12.27 \times 1.25^2}{2} + 0.9 \times 1.25 \right] = -10.71 \text{ KN.m} \\ V_s = R_c^s = 12.27 \times 1.25 + 0.9 = 1.24 \text{ KN} \end{cases}$$

✚ **Ferraillage**

- **Ferraillage longitudinale**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. II. 29 Tableau de ferraillage à l'ELU.

Position	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{calculé} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)	St (cm)
appuis	-14.75	0.04	0.051	0.156	2.70	1.93	4HA10 = 3.14	25

✚ **Les vérifications nécessaires**

- **A l'ELU :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa} \quad \text{avec } V_u = 22.39 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{22.39 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.14 < 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- A l'ELS

Etat limite de compression du béton :

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. II. 30 Vérification de la contrainte du béton

	M_{ser} (KN.m ²)	Y (cm)	I (cm ²)	$\sigma_{bc} \leq f_{bc}$ (MPa)
Appuis	10.71	3.43	8780	$4.18 \leq 15$

✚ Vérification de la flèche :

1. $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \rightarrow \frac{0.18}{1.25} = 0.144 \text{ cm} > 0.05 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée}$
2. $A \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \rightarrow 3.14 < 8 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$
3. $l = 5 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \text{condition vérifiée}$

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche est inutile

✚ Schéma de ferrailage :

Les schémas de ferrailage sont présentés dans l'annexe (6).

II.6.6. Etude de l'ascenseur :

✚ Les caractéristiques :

- $V = 1 \text{ m/s}$: Vitesse de levage.
- $p_m = 15 \text{ KN}$: Charge due à la salle de machine .
- $\Delta m = 82 \text{ KN}$: Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- $F_c = 102 \text{ KN}$ Charge due à la rupture des câbles

II.6.6.1. Dalle supérieure

✚ Evaluation des charges et surcharges.

- $G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$ Poids de la dalle en béton armé
- $G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2$ Poids de revêtement
- $G_3 = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{3.515} = 29.02 \text{ KN/m}^2$ Poids des machines
- $G_{total} = G_1 + G_2 + G_3 = 33.87 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 1 \text{ KN.m}^2$ la charge d'exploitation

✚ Calcul les sollicitations :

Tableau II.31 : Les sollicitations à L'ELU

q	ρ	μ_x	μ_y	M_{0x}	M_{0y}	M_{tx}	M_{ty}	M_{ax}	V
47.22	0,97	0.0392	0.9322	6.34	5.91	5.39	5.02	3.17	70.98

Tableau II.32 : Les sollicitations à L'ELS.

			Chargement répartie			Chargement concentrée			Sommes		moments corrigés			
V	M_1	M_2	q_s	M_{x1}	M_{x2}	ρ	q_s	M_{x2}	M_{y2}	M_x	M_y	M_{tx}	M_{ty}	M_a
0.2	0.1	0,08	103.3	11,98	10,33	0,97	34.87	5.55	5.30	17.53	15.63	14.9	13.29	8.76

a. Sous charges concentrées :

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

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

$v \times u$: Surface d'impact de la charge au niveau du feuillet moyen de la dalle

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x ; b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y.

$$u = a_0 + h_0 + 2 \times h_1 \times \xi$$

$$v = b_0 + h_0 + 2 \times h_1 \times \xi$$

Pour $V = 1 \text{ m/s} \rightarrow a_0 = 80 \text{ cm}$; $b_0 = 80 \text{ cm}$

Avec : $h_1 = 5 \text{ cm}$: épaisseur de revêtement ; $h_0 = 15 \text{ cm}$: épaisseur de dalle

$\xi = 0.75$: coefficient qui dépend du type de revêtement. $\rightarrow u = 96.875 \text{ cm}$; $v = 96.875 \text{ cm}$

✚ Calcul les sollicitations

$$\begin{cases} M_x = q_u \times (M_1 + v \times M_2) \\ M_y = q_u \times (M_2 + v \times M_1) \end{cases} \text{ Avec } M_1 \text{ et } M_2 \text{ sont des coefficients donnés par les abaques de Pigeaud.}$$

Selon L'Annexe (IV) on trouve : $M_1 = 0.1$; $M_2 = 0.08$

On a $G = \Delta_m + P_m + p_{persson} = 82 + 15 + 6,3 = 103,3 \text{ KN} \rightarrow Q_u = 1,35 \times 103,3 = 139,455 \text{ KN}$.

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 = 139.455 \times 0.1 = 13.94 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_u \times M_2 = 139.455 \times 0.08 = 11.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On a $u = v = 96.875 \text{ cm} \rightarrow V^{conc} = 47.98 \text{ KN}$; $V^{repa} = 23 \text{ KN} \rightarrow V^{max} = 70.98 \text{ KN}$

✚ Les moments réels :

$$\begin{cases} M_x = 0.85 \times 13.94 = 11.85 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.85 \times 11.56 = 9.83 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.5 \times 13.94 = 6.97 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments :

$$M_x = M_x^{rep} + M_x^{conc} = 5.39 + 11.85 = 17.24 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_y^{rep} + M_y^{conc} = 5.02 + 9.83 = 14.85 \text{ KN.m}$$

$$M_a = M^{rep} + M^{conc} = 3.17 + 6.97 = 10.14 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage de la dalle :**

La section considérée est une section de (100×15) cm² sollicitée à la flexion simple.

Tableau II.33 : Résultats de ferraillage

Dalle supérieure	sens	M (KN*m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /m)	A _{min} (cm ² /m)	A _{adopt} (cm ² /m)	S _t (cm)
En travée	x-x	17.24	0.072	0.093	0.125	3.95	1.23	4HA12=4.52	25
	y-y	14.85	0.062	0.08	0.126	3.39	1.2	5HA10=3.93	20
En Appuis		10.14	0.042	0.054	0.127	2.29	1.23	4HA10=3.14	25

- **Les vérifications nécessaires :**

- **Vérification au poinçonnement :**

B.A.E.L [Art.111.10].

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $U_c = 2 \times (u + v) = 387.5 \text{ cm}$: périmètre de rectangle d'impact.

$q_u = 139.455 \text{ KN} \leq 0.045 \times 3.875 \times 0.15 \times \frac{25000}{1.5} = 435.937 \text{ KN} \rightarrow$ pas risque de poinçonnement sous l'effet de la charge concentre .

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

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.54 < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$ il n'est pas nécessaire de mettre des aciers transversaux.

- **Vérification à L'ELS**

- **Vérification des contraintes :**

Tableau II.34 : Vérification des contraintes dans le béton.

sens	M _{ser} (KN*m)	y (m)	I*10 ⁻⁴ (m ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation	
Travée	x-x	14.90	0,035	7545.7	7.05	15	Vérifiée
	y-y	13.29	0,034	6742.6	6.64	15	Vérifiée
appui	x-x	8.75	0,031	5608.7	4.74	15	Vérifiée

- **Etat limite de déformation :**

Sens x-x

$$e = 0.15 \text{ m} \geq \max \left[\frac{3}{80} ; \frac{M_t}{20M_0} \right] \times L = 0.078 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

$$A_s = 4.52 \times 10^{-4} < 6 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

- **Schéma de ferraillage :**

Les schémas de ferraillage sont présentés dans l'annexe (6).

II.6.6.2. Dalle inférieure :

✚ A L'ELU

- Calcul des sollicitations :

Tableau II.35 : Les sollicitations à L'ELU

q_u	ρ	μ_x	μ_y	M_{0x}	M_{0y}	M_{tx}	M_{ty}	M_a
44.24	0,97	0.0392	0.9322	5.95	5.44	5.06	4.71	2.95

- Ferrailage de la dalle :

Tableau II.36 : Résultats de ferrailage

Dalle inférieure	sens	M (KN*m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)	S _t (cm)
En travée	x-x	5.06	0.02	0.026	0.129	1.13	1.21	4HA8=2.01	25
	y-y	4.71	0.02	0.024	0.129	1.05	1.21	4HA8=2.01	25
En Appuis		2.97	0.0124	0.015	0.129	0.66	1.21	4HA8=2.01	25

✚ A L'ELS

✚ Les vérifications nécessaires :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V^x}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \quad \text{avec } V^x = 21.55 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.166 < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \quad \dots \text{ il n'est pas nécessaire de mettre des aciers transversales.}$$

- Vérification des contraintes :

Tableau II.37 : Vérification des contraintes dans le béton.

sens		M _{ser} (KN*m)	y (m)	I*10 ⁻⁴ (m ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
Travée	x-x	4.43	0.025	3844.8	2.89	15	Vérifiée
	y-y	4.23	0.025	3844.8	2.77	15	Vérifiée
appui		2.61	0.025	3844.8	1.91	15	Vérifiée

- Etat limite d'ouverture des fissures :

Sens x-x

$$e = 0.15 \text{ m} \geq \max \left[\frac{3}{80} ; \frac{M_t}{20M_0} \right] \times L = 0.078 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

$$A_s = 2.01 \times 10^{-4} < 6 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Chapitre III

Etude sismique

III.1. Introduction :

L'objectif d'une étude dynamique est d'assurer une bonne rigidité, et une bonne résistance vis-à-vis actions sismiques, afin de limiter les dommages causés tout en respectant les aspects de la construction qui sont : L'économie, La résistance, L'aspect architectural.

Pour cela nous nous servons du logiciel **ETABS 2016**.

III.2. Méthodes de calcul de la force sismique :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse les 23m à côté du fait qu'elle soit irrégulière en plan, se situe en zone III et appartient au groupe d'usage 2.

Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, qui reste applicable et dont l'utilisation est possible et simplifiée avec le logiciel **ETABS 2016**.

III.3. Calcul de la force sismique V par la méthode statique :

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

$$V^{st} = \frac{A.D.Q}{R} \times W \quad \dots \text{RPA99/2003 (Art 4.2.3)}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélérationRPA99 (Tableau 4.1)

D : Facteur d'amplification dynamique moyenRPA99 (Tableau 4.2)

R : coefficient de comportement global de la structure.....RPA99 (Tableau 4.3)

Q : Facteur de qualité..... RPA99 (Tableau 4.4)

W : Poids total de la structure.... RPA99 (Tableau 4.4)

η : Facteur de correction d'amortissement

T : Période propre

Détermination des paramètres cités au-dessus selon notre structure :

- **Coefficient d'accélération**

$$\begin{cases} \text{groupe d'usage 1B} \\ \text{zone III} \end{cases} \quad A = 0.3$$

- **coefficient de comportement global**

Pour un contreventement mixte voiles/portiques avec justification de l'interaction **R = 5**

- **Période fondamentale de la structure**

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

$$\begin{cases} T = C_T H^{\frac{3}{4}} & \text{RPA99/2003 Formule (4.6)} \\ T = 0.09 \frac{H}{\sqrt{L}} & \text{RPA99/2003 Formule (4.7)} \end{cases} \quad \text{Tel que :}$$

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

H = 39.76 m : hauteur total du bâtiment.

L = dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul $\begin{cases} L_x = 28.35 \text{ m} \\ L_y = 23.65 \text{ m} \end{cases}$

$$\text{On aura : } \begin{cases} T_x = \min(0.79 ; 0.672) = 0.672 \text{ s} \\ T_y = \min(0.79 ; 0.735) = 0.735 \text{ s} \end{cases}$$

Le RPA exige de comparer la période obtenue par méthode spectrale à la période statique et majoré de 30 % Si :

✓ $T_{analytique} \leq 1.3T_{statique}$ le coefficient d'amplification dynamique D est calculé avec $1.3T_{statique}$

✓ $T_{analytique} > 1.3T_{statique}$ le coefficient D est calculé avec $1.3T_{statique}$ (document R.TALBI)

$$\begin{cases} T_{Analytique}^x = 1.33 \text{ s} > 1.3 T_{statique}^x = 0.87 \text{ s} \\ T_{Analytique}^y = 1.12 \text{ s} > 1.3 T_{statique}^y = 0.96 \text{ s} \end{cases} \rightarrow \text{Donc : } T_x = 0.87 \text{ s ; } T_y = 0.96 \text{ s}$$

Le sol en place est de moyenne qualité, plastique et de compacité moyenne d'après le rapport de sol (voir Annexe), (notent que le rapport de sol sur l'annexe n'est pas celui de notre projet, car on n'a pas pu l'obtenir). Nous avons été amenés à adapter l'étude de sol dans l'annexe à notre projet.

• Facteur d'amplification dynamique

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 S \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 S \end{cases}$$

Avec :

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, site d'après le rapport de sol (annexe 2) le sol est classé S2

$$T_1 = 0.15 \text{ s}, T_2 = 0.4 \text{ s} \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

ξ : pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et d'importance des remplissages, contreventement par voiles $\xi = 10\%$ et portique $\xi = 7\%$ nous prendrons donc un coefficient moyen :

$$\xi = \frac{10+7}{2} = 8.5\%$$

Ce qui donne pour les deux sens : $\begin{cases} D_x = 1.21 \\ D_y = 1.14 \end{cases}$

• Facteur de qualité

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ RPA99/2003 (Formule (4-4))

Avec : P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non

Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.1. Valeurs des pénalités.

N°	Critère (q)	Observée	Pq sens xx	Observée	Pq sens yy
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Non	0.05
2	Redondance en plan	Non	0.05	Oui	0
3	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4	Régularité en élévation	Oui	0	Non	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Q		$Q_x = 1.05$		$Q_y = 1.10$	

- **Poids total de la structure**

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) : $W = \sum_{i=1}^n W_i$

Avec

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (formule 4.5)}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles.

W_{Qi} : Charge d'exploitation

$$\beta : \text{Coefficient de pondération (RPA tableau 4.5)} \quad \begin{cases} \beta = 0.2 & \text{habitation} \\ \beta = 0.6 & \text{commerce} \end{cases}$$

Dans notre cas, on a : $W = 67860.21 \text{ KN}$

$$\text{La force sismique statique à la base de la structure est : } \begin{cases} V_x^{st} = 5172.97 \text{ KN} \\ V_y^{st} = 5105.80 \text{ KN} \end{cases}$$

III.4. Calcul des forces sismiques par l'analyse modale spectrale :

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

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

III.5. Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure c'est l'**ETABS version 16**. La structure modélisée est représentée en figure III.3.1

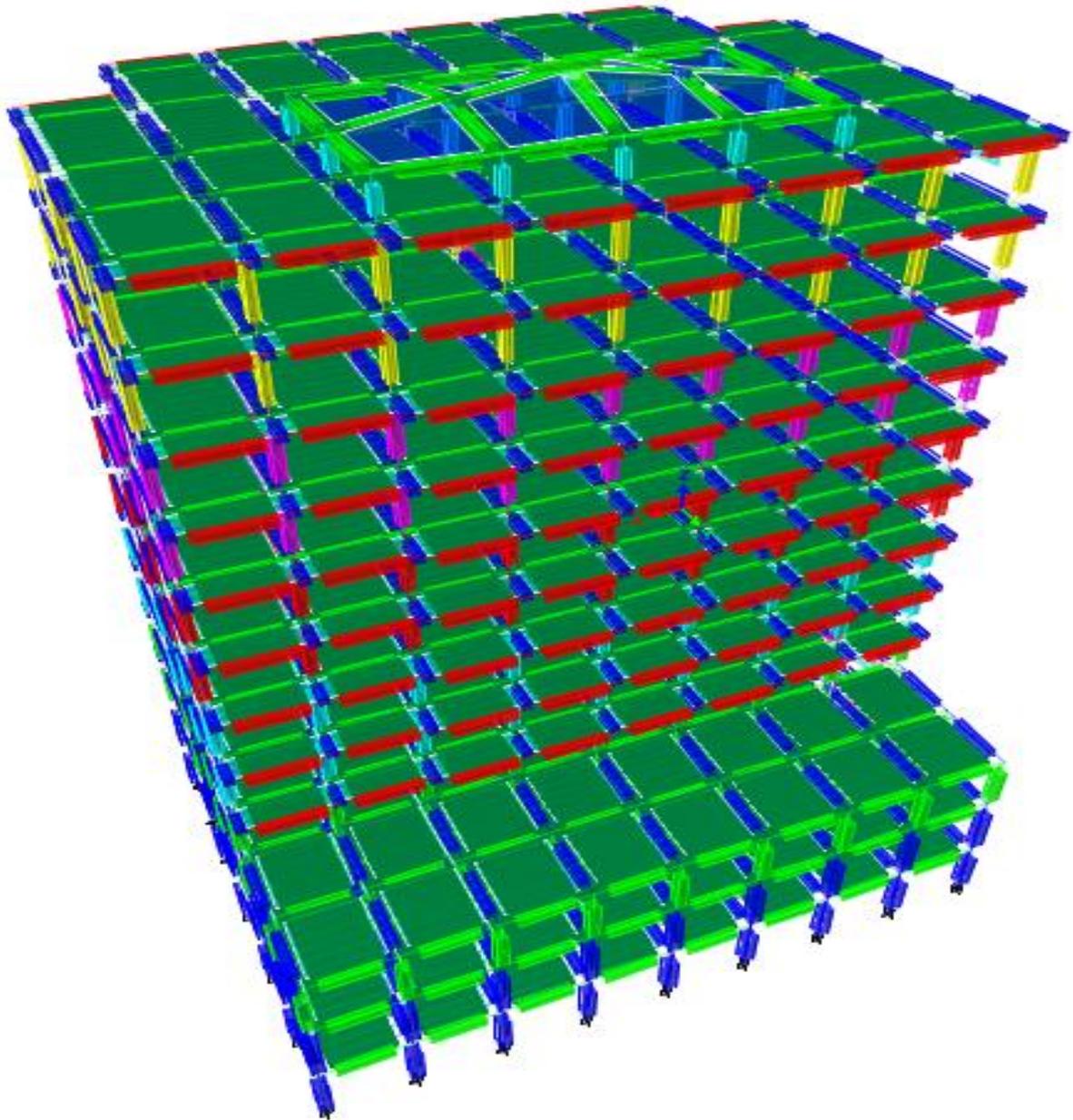


Figure III.1 Vu en 3D de la structure modélisée avec le logiciel **ETABS2016**

III.5.1 Disposition des voiles de contreventement :

Plusieurs dispositions ont été testées afin d'aboutir à un meilleur comportement de la structures en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales et l'interaction (voile-portique).

On a abouti à la disposition suivante :

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe X atteint les 90% au bout du 10^{ème} mode, et selon l'axe Y au bout du 11^{ème} mode.

III.5.3 Les modes de vibrations :

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.

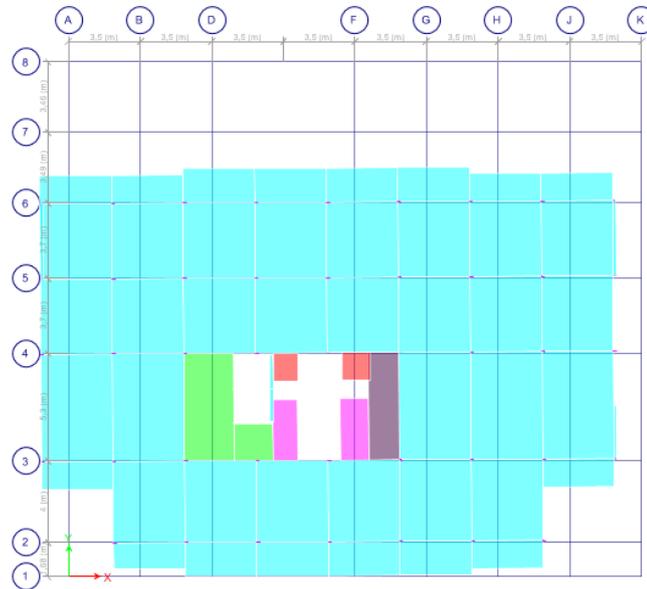


Figure III.3. Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe X-X).

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.

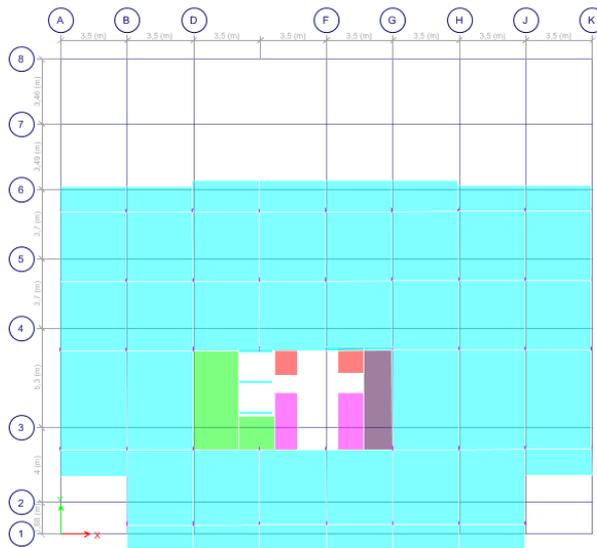


Figure III.4. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).

Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z

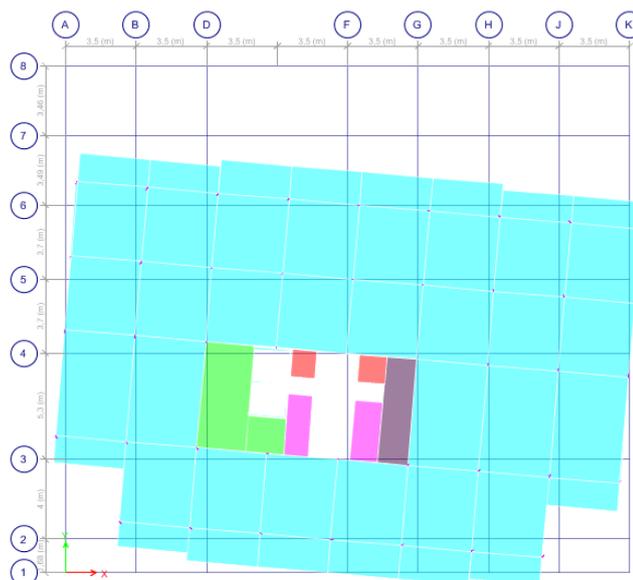


Figure III.5 Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z).

III.5.4 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

III.5.4.1 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 : $V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$ **RPA99/2003 (Art 4.3.6)**

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

Si $V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dont le rapport $0.8 \frac{V_{st}}{V_{dyn}}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Sens	Vdynamique (KN)	0.8 Vstatique (KN)	Observation
X-X	3650.56	4138.37	Non vérifiée
Y-Y	4263.47	4084.64	vérifiée

D'après le tableau III.3. $V_{dyn} < 0.8V_{st}$ dans le sens x-x, alors on doit majorer les réponses obtenue à partir de la méthode modale spectrale de $(0.8 \frac{V_{st}}{V_{dyn}})$., comme suit :

Sens x_x : $0.8 \frac{V_{st}}{V_{dyn}} = 1.134$

III.5.4.2 Vérification de l'effort normal réduit :

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

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau III.4. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	v	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
<i>E.sol 2</i>	60	55	3300	-2345,8769	0,28434872	Vérifiée
<i>RDC</i>	55	55	3025	-2111,1047	0,27915434	Vérifiée
<i>Etages 1</i>	55	55	3025	-1586,9673	0,20984692	Vérifiée
<i>Etages 2</i>	50	50	2500	-1682,1748	0,26914797	Vérifiée
<i>Etages 3</i>	40	50	2500	-1471,5859	0,23545374	Vérifiée
<i>Etages 4</i>	45	45	2025	-1255,1594	0,24793272	Vérifiée
<i>Etages 5</i>	45	45	2025	-1051,8546	0,20777375	Vérifiée
<i>Etages 6</i>	40	40	1600	-853,3893	0,21334733	Vérifiée
<i>Etages 7</i>	40	40	1600	-668,2048	0,1670512	Vérifiée
<i>Etages 8</i>	35	35	1225	-505,8103	0,16516255	Vérifiée
<i>Etages 9</i>	35	35	1225	-356,3934	0,11637336	Vérifiée
<i>Terasse</i>	30	30	900	-308,3468	0,13704302	Vérifiée

III.5.4.3 Justification de l'interaction (voiles-portiques) :

Sous charges verticales : { Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.
Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

Sous charges horizontales : { Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.
Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Tableau III.5. Interaction sous charge verticale

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
<i>E.sol</i>	-63270,578	-15206,37	-78476,956	80,623	19,377	vérifiée

Sous charges verticales : le portique reprend à l'E. sol **80.623%** et les voiles **19.377 %** des charges.

Sous charges horizontales : les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.6. Interaction sous charge horizontal

niveau	Chargement horizontal (KN)				(% du chargement horizontal)			
	sens X-X		sens Y-Y		sens X-X		sens Y-Y	
	portiques	voiles	Portiques	Voiles	%portiques	%voiles	% portiques	% voiles
terrasse	652,9	583,0	511,3	688,8	52,83	47,17	42,61	57,39
9	968,7	637,8	765,6	818,2	60,30	39,70	48,34	51,66
8	935,0	978,2	725,5	1229,9	48,87	51,13	37,10	62,90
7	1383,1	868,7	1077,0	1210,0	61,42	38,58	47,09	52,91
6	1274,5	1217,9	974,0	1566,7	51,14	48,86	38,34	61,66
5	1692,2	1061,0	1305,2	1488,0	61,46	38,54	46,73	53,27
4	1457,8	1520,4	1093,7	1942,5	48,95	51,05	36,02	63,98
3	1997,8	1254,3	1531,4	1766,9	61,43	38,57	46,43	53,57
2	1786,0	1673,0	1364,5	2159,3	51,63	48,37	38,72	61,28
1	1441,4	2295,7	1828,6	2017,5	38,57	61,43	47,54	52,46
RDC	1126,1	2894,0	1092,4	3050,3	28,01	71,99	26,37	73,63
E.sol	1460,1	2693,5	1199,4	3067,8	35,15	64,85	28,11	71,89

Analyse des résultats :

NB : l'interaction sous charges verticales et horizontales est vérifiée pour tous les niveaux.

III.5.4.4. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à : **(RPA99/ version 2003 (Art 5.10))**

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{avec : } \delta = R\delta_{ek}$$

Tel que :

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

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

R : Coefficient de comportement

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau III.7. Vérification des déplacements relatifs

Niveaux	h_k (m)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)
E SOL	3,06	0,0007	0,0033	0	0,0033	0,0011	0,0007	0,0034	0	0,0034	0,00112
RDC	3,5	0,0024	0,0120	0,0033	0,0087	0,0025	0,0025	0,0124	0,0034	0,0090	0,00256
1	3,06	0,0048	0,0239	0,0120	0,0119	0,0039	0,0046	0,0229	0,0124	0,0105	0,00343
2	3,06	0,0086	0,0428	0,0239	0,0189	0,0062	0,0072	0,0358	0,0229	0,0129	0,00420
3	3,06	0,0121	0,0607	0,0428	0,0179	0,0058	0,0100	0,0499	0,0358	0,0142	0,00464
4	3,06	0,0159	0,0797	0,0607	0,0190	0,0062	0,0130	0,0650	0,0499	0,0150	0,00491
5	3,06	0,0197	0,0984	0,0797	0,0187	0,0061	0,0160	0,0801	0,0650	0,0151	0,00494
6	3,06	0,0234	0,1168	0,0984	0,0184	0,0060	0,0190	0,0951	0,0801	0,0150	0,00490
7	3,06	0,0268	0,1341	0,1168	0,0173	0,0057	0,0219	0,1096	0,0951	0,0145	0,00473
8	3,06	0,0301	0,1504	0,1341	0,0163	0,0053	0,0247	0,1235	0,1096	0,0139	0,00454
9	3,06	0,0331	0,1653	0,1504	0,0149	0,0049	0,0273	0,1366	0,1235	0,0131	0,00428
TERRASS	3,06	0,0359	0,1796	0,1653	0,0143	0,0047	0,0298	0,1491	0,1366	0,0125	0,00410

Analyse des résultats :

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

III.5.4.5 justification vis à vis de l'effet P-Delta:

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

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

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

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

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

h_k : hauteur de l'étage k

- Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$
- Si $\theta_k > 0.20$ la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

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

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
E SOL	3,06	67860,21	0,0033	4139,743	0,0177	0,0043	4263,474	0,0178
RDC	3,5	60275,36	0,0087	4008,188	0,0374	0,0112	4135,943	0,0373
1	3,06	52800,40	0,011935	3807,628	0,0541	0,0130	3923,148	0,0462
2	3,06	45309,63	0,0189	3551,799	0,0788	0,0158	3647,142	0,0522
3	3,06	40053,78	0,01788	3330,309	0,0703	0,0173	3413,931	0,0544
4	3,06	34810,02	0,018965	3081,049	0,0700	0,0183	3164,080	0,0540
5	3,06	29880,33	0,018735	2834,995	0,0645	0,0183	2908,496	0,0507
6	3,06	24950,64	0,018365	2581,303	0,0580	0,0181	2652,186	0,0461
7	3,06	20152,73	0,01729	2301,154	0,0495	0,0175	2367,720	0,0402
8	3,06	15354,83	0,016295	1972,038	0,0415	0,0168	2029,722	0,0344
9	3,06	10671,88	0,014895	1577,416	0,0329	0,0158	1605,971	0,0285
TERRASS	3,06	5988,93	0,014305	1086,028	0,0258	0,0152	1086,215	0,0226

Analyse des résultats :

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

III.6. Conclusion

Plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du **RPA99/Version 2003**, car l'aspect architectural a été un véritable obstacle pour la disposition des voiles.

 **Dimensions finales des différents éléments**

- les voiles : $\begin{cases} E. sol 1 et 2 & e = 16 \text{ cm} \\ \text{les autres niveaux} & e = 15 \text{ cm} \end{cases}$
- les poutres: $\begin{cases} \text{poutres principale} & (30 \times 40) \text{ cm}^2 \\ \text{poutres secondaires} & (30 \times 35) \text{ cm}^2 \end{cases}$
- les poteaux
 - Entre sol 1 et 2 $(60 \times 55) \text{ cm}^2$
 - RDC et étage 1 $(55 \times 55) \text{ cm}^2$
 - Etage 2 $(55 \times 55) \text{ cm}^2$
 - Etage 3 $(45 \times 45) \text{ cm}^2$
 - Etage 4 $(45 \times 45) \text{ cm}^2$
 - Etage 5 $(40 \times 40) \text{ cm}^2$
 - Etage 6 $(40 \times 40) \text{ cm}^2$
 - Etage 7 $(35 \times 35) \text{ cm}^2$
 - Etage 8 et 9 $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Chapitre IV

Calcul des éléments structuraux

IV.1 Introduction :

Une construction résiste aux charges gravitaires et sismique grâce à ses éléments porteurs principaux, constitués de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Pour cela, ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les différentes sollicitations qui seront utilisé pour le ferrailage et qui sont tirées de l'analyse statique et sismique de la structure réalisée par le logiciel ETABS 2016.

IV.2. Etude des poutres :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel ETABS 2016, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA 99/2003** qui sont :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \\ G + Q \end{cases} \quad \text{RPA99/VERSION 2003 (art.5.2.)}$$

IV.2.1. Recommandation du RPA99/Version 2003

IV.2.1.1. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1) :

- ✚ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- ✚ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de : $\begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$
- ✚ La longueur minimale des recouvrements est de **50Ø En zone III**

IV.2.1.2. Armatures transversales (Art 7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_{min} = 0.003 \times st \times b$

Avec :

$$\begin{cases} st \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi^{min}\right) \text{ en zone nodale.} \\ st \leq \frac{h}{2} \text{ en dehors de la zone nodale.} \end{cases}$$

IV.2.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel **ETABS 2016**.

Tableau IV.1 Ferrailage des poutres principales (30×40) *non associées aux voiles*.

Niveaux	localisation	comb	M (KN.m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ²)	N ^{bre} de barres
E.sol 2	Travée	ELU	33.22	2.58	6	3.39	3HA12
	Appui	ELUA	-59.22	4.05		4.62	3HA14
RDC	Travée	ELU	45.25	3.56		4.62	3HA14
	Appui	ELUA	-81.55	5.67		5.75	3HA14+1HA12
Etages 1	Travée	ELU	51.06	6		6.79	6HA12
	Appui	ELUA	-86.13	4.01		4.62	3HA14
Etages 2	Travée	ELUA	56.66	3.87		4.62	3HA14
	Appui	ELUA	-92.11	6.47		6.79	6HA12
Etages 3	Travée	ELUA	59.05	4.04		4.62	3HA14

Etages 4	Appui	ELUA	-95.17	6.69	6	6.79	6HA12
	Travée	ELUA	58.85	4.03		4.62	3HA14
Etages 5	Appui	ELUA	-100.05	7.05		7.60	2HA14+4HA12
	Travée	ELUA	58.18	3.98		4.62	3HA14
Etages 6	Appui	ELUA	-100.25	7.05		7.60	2HA14+4HA12
	Travée	ELUA	54.80	3.74		4.62	3HA14
Etages 7	Appui	ELUA	-99.43	7		7.60	2HA14+4HA12
	Travée	ELU	55.58	4.41		4.62	3HA14
Etages 8	Appui	ELUA	-94.3	6.62		6.79	6HA12
	Travée	ELU	56.98	4.53		4.62	3HA14
Etages 9	Appui	ELUA	-91.51	6.41		6.79	6HA12
	Travée	ELU	58.14	4.62		4.62	3HA14
Terrasse	Appui	ELUA	-89.22	6.24		6.79	6HA12
	Travée	ELU	59.16	4.71		5.75	3HA14+1HA12
	Appui	ELU	-100.01	8.31		8.42	4HA14+2HA12

Tableau IV.2 Ferrailage des poutres principales (30×40) associées aux voiles.

Niveaux	localisation	comb	M (KN.m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ²)	Nbre de barres
E.sol 2	Travée	ELUA	124.51	8.95	6	9.24	6HA14
	Appui	ELUA	-103.42	7.31		7.60	2HA14+4HA12
RDC	Travée	ELUA	156.06	11.52		12.06	6HA16
	Appui	ELUA	-140.71	10.27		10.28	4HA16+2HA12
Etages 1	Travée	ELUA	169.21	12.65		13.14	5HA16+1HA20
	Appui	ELUA	-168.58	12.60		13.14	5HA16+1HA20
Etages 2	Travée	ELUA	184.46	14		14.04	3HA20+3HA14
	Appui	ELUA	-183.45	13.90		14.04	3HA20+3HA14
Etages 3	Travée	ELUA	185.59	14.01		14.04	3HA20+3HA14
	Appui	ELUA	-190.03	14.49		15.42	3HA20+3HA16
Etages 4	Travée	ELUA	170.61	12.80		13.14	5HA16+1HA20
	Appui	ELUA	-189.11	14.40		15.42	3HA20+3HA16
Etages 5	Travée	ELUA	161.66	12		12.06	6HA16
	Appui	ELUA	-186.37	14.17		15.42	3HA20+3HA16
Etages 6	Travée	ELUA	152.02	11.19		12.06	6HA16
	Appui	ELUA	-179.71	13.57		14.04	3HA20+3HA14
Etages 7	Travée	ELUA	141.03	10.28		10.28	4HA16+2HA12
	Appui	ELUA	-170.23	12.72		13.14	5HA16+1HA20
Etages 8	Travée	ELUA	126.13	9.08		9.24	6HA14
	Appui	ELUA	-158.30	11.72		12.06	6HA16
Etages 9	Travée	ELUA	113.10	8.05	8.42	4HA14+2HA12	
	Appui	ELUA	-147.50	10.81	12.06	6HA16	
Terrasse	Travée	ELUA	86.94	6.06	6.79	6HA12	
	Appui	ELUA	-123.52	8.85	9.24	6HA14	

Tableau IV.3 Ferrailage des poutres secondaires (30×35) non associées aux voiles.

Niveaux	localisation	comb	M (KN.m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ²)	N ^{bre} de barres
E.sol 2	Travée	ELUA	40.71	3.19	5.25	3.39	3HA12
	Appui	ELUA	-43.42	3.42		4.62	3HA14
RDC	Travée	ELUA	72.66	5.88		6.79	6HA12
	Appui	ELUA	-63.18	5.07		5.75	3HA14+1HA12
Etages 1	Travée	ELUA	88.44	7.27		7.60	2HA14+4HA12
	Appui	ELUA	-78.41	6.38		7.60	2HA14+4HA12
Etages 2	Travée	ELUA	100.1	8.40		8.42	4HA14+2HA12
	Appui	ELUA	-89.04	7.33		7.60	2HA14+4HA12
Etages 3	Travée	ELUA	103.14	8.62		9.24	6HA14
	Appui	ELUA	-90.39	7.43		7.60	2HA14+4HA12
Etages 4	Travée	ELUA	100.35	8.33		9.24	6HA14
	Appui	ELUA	-86.01	7.06		7.60	2HA14+4HA12
Etages 5	Travée	ELUA	96.76	8.04		8.42	4HA14+2HA12
	Appui	ELUA	-81.08	6.61		6.79	6HA12
Etages 6	Travée	ELUA	91.27	7.53		7.60	2HA14+4HA12
	Appui	ELUA	-73.72	5.97		6.79	6HA12
Etages 7	Travée	ELUA	84.88	6.96		10.28	4HA16+2HA12
	Appui	ELUA	-68.59	5.53		6.79	6HA12
Etages 8	Travée	ELUA	77.58	6.31		6.79	6HA12
	Appui	ELUA	-63.88	5.13		5.75	3HA14+1HA12
Etages 9	Travée	ELUA	70.21	5.65		5.75	3HA14+1HA12
	Appui	ELUA	-60.98	4.88		5.75	3HA14+1HA12
Terrasse	Travée	ELUA	36.05	2.81		3.39	3HA12
	Appui	ELUA	-40.33	3.13	3.39	3HA12	

Tableau IV.4 Ferrailage des poutres secondaires (30×35) associées aux voiles.

Niveaux	localisation	comb	M (KN.m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ²)	N ^{bre} de barres
E.sol 2	Travée	ELUA	56.47	4.5	5.25	4.62	3HA14
	Appui	ELUA	-60.47	4.79		5.75	3HA14+1HA12
RDC	Travée	ELUA	111.37	9.41		10.28	4HA16+2HA12
	Appui	ELUA	-105.15	8.80		9.24	6HA14
Etages 1	Travée	ELUA	152.57	13.57		14.04	3HA20+3HA14
	Appui	ELUA	-140.98	12.35		13.14	5HA16+1HA20
Etages 2	Travée	ELUA	189.65	17.84		16.56	4HA20+2HA16
	Appui	ELUA	-172.90	15.84		16.56	4HA20+2HA16
Etages 3	Travée	ELUA	206.54	20		20.77	3HA25+3HA16
	Appui	ELUA	-185.01	17.28		18.84	6HA20
Etages 4	Travée	ELUA	207.94	20.23		20.77	3HA25+3HA16
	Appui	ELUA	-189.92	17.89		18.84	6HA20
Etages 5	Travée	ELUA	204.88	19.76		19.6	4HA25
	Appui	ELUA	-189.03	17.77		18.84	6HA20
Etages 6	Travée	ELUA	194.25	18.42		18.84	6HA20
	Appui	ELUA	-184.44	17.21		18.84	6HA20
Etages 7	Travée	ELUA	180.27	16.67		17.26	5HA20+1HA14

Etages 8	Appui	ELUA	-175.24	16.11	16.56	4HA20+2HA16	
	Travée	ELUA	160.11	14.38		15.42	3HA20+3HA16
	Appui	ELUA	-164.23	14.83		15.42	3HA20+3HA16
Etages 9	Travée	ELUA	138.26	12.04	12.06	6HA16	
	Appui	ELUA	-153.38	13.66	13.14	5HA16+1HA20	
Terrasse	Travée	ELUA	119.65	10.19	10.28	4HA16+2HA12	
	Appui	ELUA	-139.50	12.19	13.14	5HA16+1HA20	

IV.2.3 Les armatures transversales :

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

$$\phi \leq \min\left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) = \min(1.2 ; 1.14 ; 3)$$

Soit $\phi t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\phi^2 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1 étrier)

✚ Calcul des espacements St

- zone nodale : $st \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi^{min}\right) = \begin{cases} \text{poutres principales} & st = 10 \text{ cm} \\ \text{poutres secondaires} & st = 8 \text{ cm} \end{cases}$
- Zone courante : $st \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} \text{poutres principales} & st = 15 \text{ cm} \\ \text{poutres secondaires} & st = 15 \text{ cm} \end{cases}$

✚ Vérification des sections d'armatures transversales minimales

On a : $A_{min} = 0.003 \times st \times b = 1.35 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots$ Vérifiée

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

IV.2.4 Vérifications nécessaires :

✚ Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales :

$$\begin{cases} \text{poutres principales} & A_{max} = 4\% b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \\ \text{poutres secondaires} & A_{max} = 4\% b \times h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \end{cases} \text{ Zone courante}$$

$$\begin{cases} \text{poutres principales} & A_{max} = 6\% b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \\ \text{poutres secondaires} & A_{max} = 6\% b \times h = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \end{cases} \text{ zone de recouvrement}$$

✚ Vérification à l'ELU

- **Contrainte tangentielle maximale :**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau}_{bu} = 3.33 \text{ MPa}$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront surement.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau IV.5 Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	232.74	2.04	3.33	Vérifiée
Secondaires	208.67	2.11	3.33	Vérifiée

✚ Vérification à l'ELS :

- Etat limite de compression du béton

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s' \quad \text{avec } A_s' = 0$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15 \times A_s \times (d - y)^2$$

Le tableau suivant résume les vérifications de contraintes de compression :

Tableau IV.6 Vérification de l'état limite de compression.

Poutres	Local	M_{max}^{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ²)	Y (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Principales	Travée	23.45	4.62	63821.8	11.14	4.09	15	Vérifiée
	Appui	-35.65	3.39	49849.7	7.78	7	15	Vérifiée
Secondaires	Travée	23.25	3.39	36579.5	9.01	5.73	15	Vérifiée
	Appui	-26.29	3.39	36579.5	9.01	6.48	15	Vérifiée

- Etat limite de déformation :

Etat limite de déformation d'après le **BAEL 91** et **CBA 93** la vérification à l'flèche est inutile si :

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

Tableau IV.7 Vérification de l'état limite de déformation.

Poutre	h_t (cm)	b (cm)	L (m)	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{L} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Principale	40	30	3.7	4.62	0.108 > 0.06	0.108 > 0.036	0.004 ≤ 0.01
Secondaire	35	30	3.5	3.39	0.1 > 0.06	0.1 > 0.02	0.003 ≤ 0.01

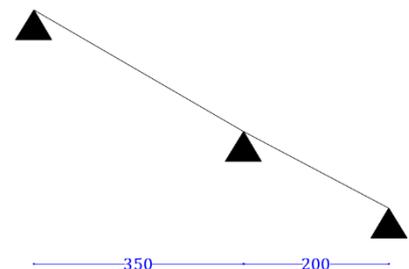
Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

IV.2.5. Etude de la poutre brisée :

✚ Dimensionnement :

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

$$\frac{L}{h} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \rightarrow \quad 24.67 \leq h \leq 37 \quad \text{Avec } L = 3.70 \text{ m}$$



- **Exigences du RPA99/2003 :**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \end{cases}$$

Donc, on prend $b = h = 30 \text{ cm}$

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel **ETABS 2016**.

Le calcul à la flexion simple et à la torsion est résumé dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 Calcul en flexion et en torsion

	Flexion simple		Torsion	Total
	Travée	Appui		
M (KN.m)	9.60	-15.55	2.42	
τ (MPa)	0.24		0.38	0.45
A_{cm^2}	0.87	1.41	0.58	$A_t = 1.16$ $A_t = 1.16$
A_{trans} (cm²)	0.45		0.45	0.90

- **Ferrailage opté et vérification nécessaires :**

- **Ferrailage :**

En travée : $A_s = 2.37 \text{ cm}^2$ Soit 3HA10

En appui : $A_s = 2.37 \text{ cm}^2$ Soit 3HA10

$A_{trans} = 2.01$ Soit $2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre + un étrier)

- **Cisaillement :**

$\tau_{tot} = 0.45 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$ Vérifiée

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

En travée : $\sigma_{bc} = 1.86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée

En appui : $\sigma_{bc} = 1.74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée

- **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche dépende de l'observation des conditions suivantes :

1. $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \times l$ → $h = 30 \text{ cm} > 23,12 \text{ cm}$ vérifiée
2. $A \leq \frac{4.2 \cdot b \cdot d}{f_e}$ → $2.37 \text{ cm}^2 < 8.82 \text{ cm}^2$ vérifiée
3. $L = 3.70 \text{ m} < 8 \text{ m}$ → vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées, donc nous n'avons pas besoin de vérifier la flèche.

🚧 Schéma de ferrailage :

Les schémas de ferrailage sont présentés dans l'annexe (6).

IV.3. Etude des poteaux :

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

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables résultantes des combinaisons de calcul préconisées par les règlements en vigueur, à savoir :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \\ G + Q \end{cases}$$

Le ferrailage adopté sera le maximum obtenu avec les différentes sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N_{max} \rightarrow M_{corr} \\ M_{max} \rightarrow N_{corr} \\ N_{min} \rightarrow M_{corr} \end{cases}$$

IV.3.1. Recommandation du RPA99/Version2003

IV.3.1.1. Armatures longitudinales (Art 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

- ✓ $A_{min} = 0.9 \% (b_1 * h_1)$
- ✓ $A_{max} = 4 \% (b_1 * h_1)$
- ✓ $A_{max} = 6 \% (b_1 * h_1)$
- ✓ $\phi_{min} = 12 \text{ mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- ✓ La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 50Φ .
- ✓ L'espacement (Sr) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales. La zone nodale (figure IV.1) est définie par l' et h' tel que :

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

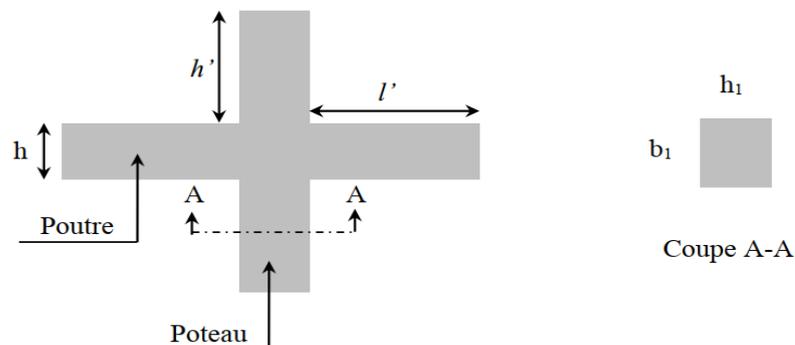


Figure IV.1. Zone nodale

IV.3.1.2. Armatures transversales (Art 7.4.2.2) :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : l'effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

t : espacement entre les armatures transversales. Il est limité à :

$$t \leq 10 \text{ cm} \quad \text{en zone nodale.}$$

$$t \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10 \phi_l^{min}\right) \quad \text{en dehors de la zone nodale.}$$

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant. Il est pris égal à :

$$\checkmark 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\checkmark 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

Avec $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$ l'élançement géométrique et **a** et **b**, les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de calcul considérée.

La quantité d'armatures transversales minimale :

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0.3\% (b_1 * t) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% (b_1 * t) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpoler linéairement les valeurs précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

IV.3.2. Les sollicitations maximales :

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel ETABS 2016. Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.9 Sollicitations dans les différents poteaux

Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		Comb	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		Comb	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		comb	V (KN)
	N (KN)	(KN.m)		N (KN)	(KN.m)		(KN.m)	N (KN)		
E.sol	2478.25	42.91	ELU	-	13.11	ELUA	127.20	1571.02	ELUA	246.42
RDC	2242.22	12.81	ELU	-571.31	5.65	ELUA	107.56	1323.97	ELUA	202.88
Etages 1	1789.30	7.10	ELU	-408.16	10	ELUA	153.57	414.77	ELUA	95.53
Etages 2	1207.13	26.42	ELU	-203	7	ELUA	154.7	258	ELUA	83.24
Etages 3	1020.59	20.02	ELU	-139.61	4.83	ELUA	112	210.1	ELUA	75.36
Etages 4	651	19.64	ELU	-84.90	5.44	ELUA	83.25	121.65	ELUA	56.06
Etages 5	312.71	19.98	ELUA	-46.59	1.82	ELUA	54.51	172.30	ELUA	39.25

IV.3.3. Calcul du ferrailage :

IV.3.3.1. Ferrailage longitudinal :

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau entre sol, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Exemple de calcul de ferrailage

Données : $M_{max} = 127.20 \text{ KN.m}$ et $N_{corr} = 1571.02 \text{ KN}$

$b = 55 \text{ cm}$; $h = 60 \text{ cm}$; $d = 58 \text{ cm}$

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 121.20 + 1571.02 \times \left(0.58 - \frac{0.6}{2} \right) = 561.08 \text{ KN.m}$$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.077 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.30 \text{ m}$ → N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{ua} = 0.318 \leq (0.337h - 0.81d')b \times h \times f_{bu} = 1.13$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{561.08 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.58^2 \times 18.48} = 0.164 \quad ; \quad \alpha = 0.225 \quad ; \quad z = 0.527 \rightarrow A_1 = 26.57 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} - \frac{N_u}{f_{st}} = -12.69 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

Tableau IV.10 Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Type de section	Acal (cm ²)	A _{choisi/fac} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres
E.sol	55 × 60	S.E.T	14.56	5HA20=15.71	29.7	50.56	16HA20
RDC	55 × 55	S.E.T	7.41	5HA14 = 7.70	27.22	28.09	16HA16
Etages 2 et 3	50 × 50	S.E.T	5.90	5HA14 = 7.70	22.5	24.63	16HA14
Etages 4 et 5	45 × 45	S.E.T	6.57	5HA14 = 7.70	18.22	24.63	16HA14
Etages 6 et 7	40 × 40	S.E.T	5.41	5HA12 = 5.62	14.4	18.08	16HA12
Etages 8 et 9	35 × 35	S.P.C	3.29	4HA12 = 3.39	11.02	13.56	12HA12
Terrasse	30 × 30	S.P.C	3.33	3HA12 = 3.39	8.1	9.04	8HA12

IV.3.3.2. Ferrailage transversal

a. Vérification des contraintes de cisaillements

Selon le **RPA99/V2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

$$\text{Avec } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Exemple de calcul (RDC)

On a : $V_u = 202.88 \text{ KN}$, $d = 53 \text{ cm}$, $\lambda_g = 4.2 < 5 \rightarrow \rho_d = 0.04$

$\rightarrow \tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{202.88 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.53} = 0.695 \text{ MPa} < \overline{\tau_{bu}} = 1 \text{ MPa} \rightarrow$ pas risque de rupture par cisaillement

Les autres résultats de calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV.11 Vérification des contraintes de cisaillement

Niveaux	Section (cm ²)	I _f (cm)	λ_g	ρ_d	D (cm)	V _u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Obs
E.sol	55 × 60	200.2	3.33	0.04	58	246.42	0.77	1	Vérifiée
RDC Etages 1	55 × 55	231	4.2	0.04	53	202.88	0.69	1	Vérifiée
Etages 2 et 3	50 × 50	200.2	4	0.04	48	95.53	0.40	1	Vérifiée
Etages 4 et 5	45 × 45	200.2	4.45	0.04	43	83.24	0.43	1	Vérifiée
Etages 6 et 7	40 × 40	200.2	5	0.075	38	75.36	0.6	1.875	Vérifiée
Etages 8 et 9	35 × 35	200.2	5.72	0.075	33	56.06	0.49	1.875	Vérifiée
Terrasse	30 × 30	200.2	6.67	0.075	28	39.25	0.47	1.875	Vérifiée

b. Calcul des armatures transversales

$$A_t = \frac{\rho \times V_u \times t}{h_1 \times f_e}$$

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV.12 Ferrailage transversal des poteaux

Niveaux	E.sol 1	RDC Etages 1	Etages 2 et 3	Etages 4 et 5	Etages 6 et 7	Etages 8 et 9	Terrasse
Section	55 × 60	55 × 55	50 × 50	45 × 45	40 × 40	35 × 35	30 × 30
ϕ_l^{min} (cm)	2	1.4	1.4	1.4	1.2	1.2	1.2
l_f (cm)	200.2	231	200.2	200.2	200.2	200.2	200.2
λ_g	3.34	4.2	4	4.45	5	5.72	6.67
V (KN)	246.42	202.88	95.53	83.24	75.36	56.06	39.25
$t_{z.nodal}$ (cm)	10	10	10	10	10	10	10
$t_{z.courante}$ (cm)	15	15	15	10	10	10	10
ρ	3.75	3.75	3.75	3.75	2.5	2.5	2.5
A_t (cm ²)	5.77	5.18	2.68	1.73	1.17	1	0.82
A_t^{min} (cm ²)	5.86	4.13	3.75	1.98	1.2	1.05	0.9
A_t^{adop} (cm ²)	8HA10 = 6.28	8HA10 = 6.28	8HA10 = 6.28	8HA8 = 4	8HA8 = 4	6HA8 = 3.01	4HA8 = 2

IV.3.4. Vérifications nécessaires :**IV.3.4.1 Vérification au flambement :**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **CBA93 (Art B.8.2.1)** nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{calc} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{\left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre 2 (page 12).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.13 Vérification au flambement des différents poteaux

Niveaux	h (m)	b (m)	l_f (m)	λ	A	A_s (cm ²)	B_r (m)	N_u (KN)	N_d (KN)	Observation
1 ^{er} E.sol	0.60	0.55	2.002	12.59	0.828	50.56	0.3074	7821.37	2478.25	Vérifiée
Rdc et 1er	0.55	0.55	2.31	14.53	0.821	28.09	0.2809	6492.9	2242.22	Vérifiée
2 et 3	0.50	0.50	2.002	13.84	0.824	24.63	0.2304	5397.54	1789.30	Vérifiée
4 et 5	0.45	0.45	2.002	15.39	0.818	24.63	0.1849	4459.23	1207.13	Vérifiée
6 et 7	0.40	0.40	2.002	17.31	0.81	18.08	0.1444	3411.02	1020.59	Vérifiée
8 et 9	0.35	0.35	2.002	19.79	0.79	12.32	0.1089	2467.3	651	Vérifiée
terrasse	0.30	0.30	2.002	23.09	0.78	9.04	0.0784	1759.15	312.71	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc y a pas de risque de flambement.

IV.3.4.2 Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

Les sollicitations maximales obtenues à l'ELS sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.14 Les sollicitations maximales à l'ELS

Niveaux	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN)	Type de section
E.sol	1787	116	S.E.C
RDC Etages 1	1619	103	S.E.C
Etages 2 et 3	1297	32	S.E.C
Etages 4 et 5	1011	21	S.E.C
Etages 6 et 7	741	20	S.E.C
Etages 8 et 9	474	20	S.E.C
Terrasse	228	15	S.E.C

Cas d'une section entièrement comprimé la vérification des contraintes ça sera comme suit :

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times V \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times V' \leq \overline{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec :

$S = b \times h + 15(A + A')$: section homogénéisée

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

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

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} \times 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A + A')}$$

$$V' = h - V$$

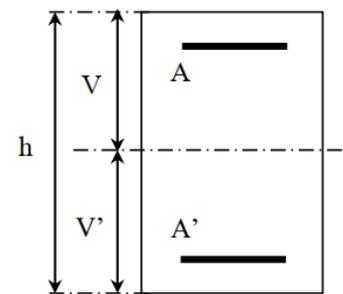


Figure IV.2. Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.15 Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	E.sol 1	RDC Etages 1	Etages 2 et 3	Etages 4 et 5	Etages 6 et 7	Etages 8 et 9	Terrasse
Section	55 × 60	55 × 55	50 × 50	45 × 45	40 × 40	35 × 35	30 × 30
d (cm)	58	53	48	43	38	33	228
A (cm ²)	15.71	7.7	7.7	7.7	5.62	3.39	3.39
V (cm)	30	27.5	25	22.5	20	17.5	15
V' (cm)	30	27.5	25	22.5	20	17.5	15
$I_{yy'}$ (m ⁴)	0.0136	0.0091	0.0064	0.0043	0.0026	0.0015	0.0008
N_{ser} (MN)	1.787	1.619	1.297	1.011	0.741	0.474	0.228
M_{ser} (MN.m)	0.116	0.103	0.032	0.021	0.020	0.020	0.015
M_{serG} (MN.m)	0.116	0.103	0.032	0.021	0.020	0.020	0.015
S (m ²)	0.472	0.231	0.231	0.231	0.169	0.102	0.102
σ_{bc1} (MPa)	6.34	10.12	6.86	5.47	5.92	6.98	5.04
σ_{bc2} (MPa)	1.22	3.89	4.36	3.28	3.1	2.31	0.066
$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15	15	15
Observations	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

IV.3.5. Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastique dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA exige que :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

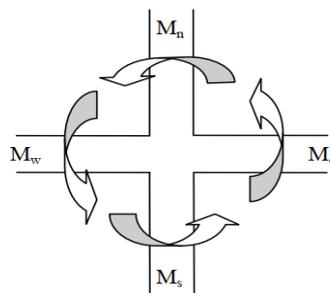


Figure IV.3. Moments résistants

✚ Détermination du moment résistant dans les poteaux et poutres :

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
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_r = Z \times A_s \times f_{st} \quad \text{avec : } Z = h - (2 * d') \quad (h : \text{hauteur totale de la section du béton}).$$

Tableau IV.16 Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A_s (cm ²)	f_{st} (MPa)	M_r (KN.m)
e.sol	0.60	0.56	4 HA 20=15.71	400	351.9
RDC et 1	0.55	0.51	2HA 20+2HA16=9.36	400	190.94
2 et 3	0.5	0.46	5 HA 14=7.70	400	141.68
4 et 5	0.45	0.41	5 HA 14=7.70	400	126.28
6 et 7	0.40	0.36	5 HA 12=5.62	400	80.92
8 et 9	0.35	0.31	4 HA 12=4.52	400	56.05
Terrasse	0.30	0.26	3 HA 12=3.39	400	35.25

Tableau IV.17 Moments résistants dans les poutres principales

Niveaux	Local	h (m)	z (m ²)	As (cm ²)	o _s (MPa)	M _R (KN.m)
e.sol	Travée	0.40	0.36	3.39	348	42.47
	Appui	0.40	0.36	4.62	400	66.52
RDC et 1	Travée	0.40	0.36	6.79	348	85.06
	Appui	0.40	0.36	4.62	400	66.52
2 et 3	Travée	0.40	0.36	4.62	400	66.52
	Appui	0.40	0.36	6.79	400	97.77
4 et 5	Travée	0.40	0.36	4.62	400	66.52
	Appui	0.40	0.36	7.60	400	109.44
6 et 7	Travée	0.40	0.36	4.62	348	57.87
	Appui	0.40	0.36	7.60	400	98.11
8 et 9	Travée	0.40	0.36	4.62	348	57.87
	Appui	0.40	0.36	6.79	400	97.77
Terasse	Travée	0.40	0.36	5.75	348	72.04
	Appui	0.40	0.36	8.42	348	105.48

Tableau IV.18 Moments résistants dans les poutres secondaires

Niveaux	Local	h (m)	z (m ²)	As (cm ²)	o _s (MPa)	M _R (KN.m)
e.sol	Travée	0.35	0.31	3.39	400	42.03
	Appui	0.35	0.31	4.62	400	57.28
RDC et 1	Travée	0.35	0.31	7.60	400	94.24
	Appui	0.35	0.31	7.60	400	94.24
2 et 3	Travée	0.35	0.31	9.24	400	114.50
	Appui	0.35	0.31	7.60	400	94.24
4 et 5	Travée	0.35	0.31	8.42	400	104.40
	Appui	0.35	0.31	6.79	400	84.96
6 et 7	Travée	0.35	0.31	7.60	400	94.24
	Appui	0.35	0.31	6.79	400	84.96
8 et 9	Travée	0.35	0.31	5.75	400	71.30
	Appui	0.35	0.31	5.75	400	71.30
Terrasse	Travée	0.35	0.31	3.39	400	42.03
	Appui	0.35	0.31	3.39	400	42.03

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulées dans les tableaux suivant :

Tableau IV.19 Vérification des zones nodales selon le sens principale

Niveaux	Poutres principales						Observation
	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	M_n+M_s (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (KN.m)	
Entre sol 1	542.84	351.9	894.77	42.47	66.52	136.23	vérifiée
RDC	381.88	190.94	572.82	85.06	66.52	189.47	vérifiée
1	332.62	190.94	523.56	85.06	66.52	189.47	vérifiée
2	283.4	141.70	425.10	66.52	97.77	205.36	vérifiée
3	267.98	141.7	409.68	66.52	97.77	205.36	vérifiée
4	252.56	126.28	378.84	66.52	109.44	219.95	vérifiée
5	207.20	126.28	333.48	66.52	109.44	219.95	vérifiée
6	161.84	80.92	242.76	57.87	98.11	194.97	vérifiée
7	137.02	80.92	217.94	57.87	98.11	194.97	vérifiée
8	112.10	56.05	168.15	57.87	97.77	194.55	Non vérifiée
9	91.30	56.05	147.35	57.87	97.77	194.55	Non vérifiée

Tableau IV.20 Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveaux	Poutres principales						Observation
	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	M_n+M_s (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (KN.m)	
Entre sol 1	542.84	351.9	894.77	42.03	57.28	124.12	vérifiée
RDC	381.88	190.94	572.82	94.24	94.24	235.6	vérifiée
1	332.62	190.94	523.56	94.24	94.24	235.6	vérifiée
2	283.4	141.70	425.10	114.50	94.24	260.92	vérifiée
3	267.98	141.7	409.68	114.50	94.24	260.92	vérifiée
4	252.56	126.28	378.84	104.40	84.86	236.57	vérifiée
5	207.20	126.28	333.48	104.40	84.86	236.57	vérifiée
6	161.84	80.92	242.76	94.24	84.96	179.2	vérifiée
7	137.02	80.92	217.94	94.24	84.96	179.2	vérifiée
8	112.10	56.05	168.15	71.30	71.30	142.6	vérifiée
9	91.30	56.05	147.35	71.30	71.30	142.6	vérifiée

✚ Schémas de ferrailage des poteaux :

Les schémas de ferrailage sont représentés dans l'annexe (6)

IV.4. Etude des voiles :

IV..4.1. Définition :

Le RPA99 version 2003 (Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 11 m de hauteur en zone III.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leurs bases, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :
$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{cases}$$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :
$$\begin{cases} M_{max} \rightarrow N_{corres} \\ N_{max} \rightarrow M_{corres} \\ M_{min} \rightarrow M_{corres} \end{cases}$$

IV.4.2. Recommandation du RPA :

✚ Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être prise en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que $A_{min} = 0.2 \times L_t \times e$. Avec L_t : longueur de la zone tendue.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement.
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

✚ Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_L$.

✚ Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :
$$\begin{cases} \text{Globalement dans la section du voile } 0,15 \% \\ \text{En zone courante } 0,10 \% \end{cases}$$
- L'espacement des barres horizontales et verticales est : $St \leq \min(1,5e ; 30\text{cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 1. 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
 2. 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1.1 \times \frac{V}{f_e} \text{ Avec } V = 1.4V_u$$

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

- Sollicitations dans les voiles

Les sollicitations dans les voiles sont tirées directement du modèle. Nous présentons les résultats pour un seul voile dans chaque sens (vu le nombre important de voiles disposés). Les sollicitations dans les autres voiles sont présentées en annexe 5

Tableau IV.21 Sollicitations maximales dans le voile Vx5

Etage	$N_{max} < M_{cor}$		$M_{max} < N_{cor}$		$N_{min} < M_{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN. m)	M (KN. m)	N (KN)	N (KN)	M (KN. m)	
E.SOL RDC	2720.89	566.17	575.21	869.57	-1173.27	573.67	260.27
1,2,3,4	1505.29	461.89	461.89	1505.29	-354.55	455.48	242.83
5,6,7	1015.75	254.42	265.86	74.80	-102.63	262.56	158.86
8,9,terrasse	742.48	205.98	236.33	94.90	-196.55	229.93	149.61

Tableau IV.22 Sollicitations maximales dans le voile Vy8

Etage	$N_{max} < M_{cor}$		$M_{max} < N_{cor}$		$N_{min} < M_{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN. m)	M (KN. m)	N (KN)	N (KN)	M (KN. m)	
E.SOL RDC	1465.32	146.10	805.21	818.41	-914.36	688.78	383.26
1,2,3,4	716.78	273.57	300.13	29.31	-78.49	290.50	169.59
5,6,7	535.28	192.32	219.83	52.07	-35.28	213.24	141.41
8,9,terrasse	358.71	150.55	184.67	22.93	-72.44	177.38	126.18

IV.4.3. Calcul de ferrailage :

Nous présentons ici un exemple de calcul de ferrailage pour le voile Vx5. Les autres voiles sont calculés de la même manière.

✚ Exemple de calcul

Données : $L = 1.4 \text{ m}$; $e = 0.2 \text{ m}$; $d = 1.35 \text{ m}$; $d' = 0.05 \text{ m}$.

a. Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$e_G = \frac{M}{N} = \frac{566.17}{2720.89} = 0.21 < \frac{L}{2} = 0.7 \text{ m}$ → N Effort de compression et c le centre de pression est à l'intérieur de la section. Donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$\text{On a : } M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 566.17 \times 10^{-3} + 2720.89 \times 10^{-3} \left(1.35 - \frac{1.4}{2} \right)$$

$$\rightarrow M_{UA} = 2.33 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{ua} = 2720.89 \times 10^{-3} \times (1.35 - 0.05) - 2.33 = 1.21$$

$$(0.337h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} = (0.337 \times 1.4 - 0.81 \times 0.05) \times 0.2 \times 1.4 \times 18.48 = 2.32$$

Donc $1.21 < 2.32 \rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.33}{0.2 \times 1.35^2 \times 18.48} = 0.346 < \mu_l = 0.372 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.557 ; z = 1.04 \text{ m} \rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = 56 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 46 \times 10^{-4} - \frac{2.72089}{400} \rightarrow \text{soit } A_s = -12.37 \text{ cm}^2$$

✚ **Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :**

On a :

$$\begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$$

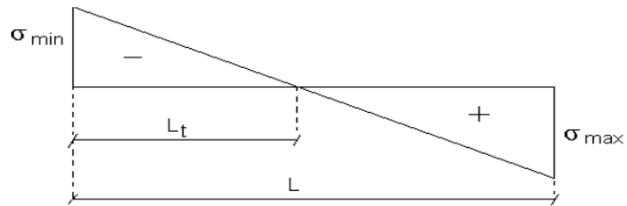


Figure IV.4. Schémas des contraintes.

avec :

l_t : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile)

l_c : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile)

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times V$$

l_c : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile)

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times V = \frac{2720.89 \times 10^{-3}}{0.28} + \frac{566.17 \times 10^{-3}}{0.04573} \times 0.7 = 18.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times V = \frac{2720.89 \times 10^{-3}}{0.28} - \frac{566.17 \times 10^{-3}}{0.04573} \times 0.7 = 1.01 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} l_t = \frac{1.01 \times 2}{18.34 + 1.01} = 0.07 \text{ m} \\ l_c = 1.4 - 2 \times 0.07 = 1.25 \text{ m} \end{cases}$$

b. Calcul sous M_{\max} et N_{cor} :

$e_G = \frac{M}{N} = \frac{567.71}{2417.18} = 0.25 < \frac{L}{2} = 0.7 \text{ m} \rightarrow$ N Effort de compression et c le centre de pression est à l'intérieur de la section. Donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$\text{On a : } M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 567.71 \times 10^{-3} + 2417.18 \times 10^{-3} \left(1.35 - \frac{1.4}{2} \right)$$

$$\rightarrow M_{UA} = 2.14 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{ua} = 2417.18 \times 10^{-3} \times (1.35 - 0.05) - 2.14 = 1$$

$$(0.337h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} = (0.337 \times 1.4 - 0.81 \times 0.05) \times 0.2 \times 1.4 \times 18.48 = 2.32$$

Donc $1 < 2.32 \rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.14}{0.2 \times 1.35^2 \times 18.48} = 0.317 < \mu_l = 0.372 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.49 ; z = 1.08 \text{ m} \rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = 49 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 27 \times 10^{-4} - \frac{2417.18}{400} \rightarrow \text{soit } A_s = -11.04 \text{ cm}^2$$

✚ Détermination des longueurs (tendue et comprimée)

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times V = \frac{2417.18 \times 10^{-3}}{0.28} + \frac{567.71 \times 10^{-3}}{0.0457} \times 0.7 = 17.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times V = \frac{2417.18 \times 10^{-3}}{0.28} - \frac{567.71 \times 10^{-3}}{0.0457} \times 0.7 = -0.056 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} l_t = \frac{0.056 \times 2}{17.32 + 0.056} = 0.0045 \text{ m} \\ l_c = 1.4 - 2 \times 0.0045 = 1.39 \text{ m} \end{cases}$$

c. Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$e_G = \frac{M}{N} = \frac{573.67}{1173.27} = 0.49 < \frac{L}{2} = 0.7 \text{ m} \rightarrow$ N Effort de traction et c le centre de pression est à l'intérieur de la section. Donc la section est entièrement Tendue (SET).

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_s 10 \times (d - d')} ; \quad A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_s 10 \times (d - d')}$$

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = \left(\frac{1.4}{2} - 0.05\right) + 0.49 = 1.14 \text{ m}$$

$$e_2 = (d - d') + e_1 = (1.35 - 0.05) - 1.14 = 0.16 \text{ m}$$

$$\rightarrow A_1 = \frac{1173.27 \times 1.14 \times 10^{-3}}{400 \times (1.35 - 0.05)} = -3.63 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A_2 = \frac{1173.27 \times 0.16 \times 10^{-3}}{400 \times (1.35 - 0.05)} = 25.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{1.4 \times 0.15 \times 2.1}{400} = 11.02 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = A_2 = 25.7 \text{ cm}^2$$

✚ Détermination des longueurs (tendue et comprimée)

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times V = \frac{-1173.27 \times 10^{-3}}{0.28} + \frac{573.67 \times 10^{-3}}{0.0457} \times 0.7 = -12.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times V = \frac{-1173.27 \times 10^{-3}}{0.28} - \frac{573.67 \times 10^{-3}}{0.0457} \times 0.7 = 4.59 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} l_t = \frac{4.59 \times 2}{12.97 + 5.09} = 0.37 \text{ m} \\ l_c = 2 - 2 \times 0.36 = 0.67 \text{ m} \end{cases}$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile $V \times 5$
 $A^{max} = 28.7 \text{ cm}^2$

✚ **Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :**

$$\begin{cases} A_{min}^{Z.t} = 0.2\%(e \times l_t) = 0.2\%(0.2 \times 0.36) = 1.44 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^{Z.c} = 0.1\%(e \times l_c) = 0.1\%(0.2 \times 0.67) = 1.34 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

✚ **Armatures minimales dans tout le voile :**

Selon le RPA99/V2003, on a : $A_{min} = 0.15\%(0.2 \times 1.4) = 4.2 \text{ cm}^2$

✚ **Espacement des barres verticales :**

$$st \leq \min(1.5e ; 30\text{cm}) \rightarrow st \leq 20\text{cm}$$

✚ **Armatures horizontales :**

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante : $\frac{A_h}{b_0 \times st} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28})}{0.9 \times f_e}$

Avec : $k = 0$ par ce que il y a reprise de bétonnage a chaque niveau

$$\text{D'où : } A_h \geq \frac{\gamma_s \times \tau_u \times b_0 \times st}{0.9 \times f_e} \quad ; \quad \tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 292.2 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.35} = 1.52 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \quad \text{Pas de risque de rupture par cisaillement}$$

$$\text{Donc : } A_h = \frac{1 \times 1.52 \times 0.2 \times 0.2}{0.9 \times 400} = 1.68 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 2HA14 par section chaque 20 cm.

Soit 5HA14/ml

Tableau IV.23 Ferrailage du voile $V \times 5$

Section	E.sol et RDC	Etage 1-2-3-4	Etage 5-6-7	Etage 8-9-terrasse
L (m)	1.4	1.4	1.4	1.4
e (m)	0.2	0.15	0.15	0.15
N (KN)	-1173.27	-354.55	-102.63	-196.55
M (KN.m)	573.66	454.48	262.56	229.93
d (m)	1.35	1.35	1.35	1.35
V (KN)	260.26	242.83	158.43	149.61
τ_u (MPa)	1.35	1.26	1.09	1.03
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	25.88	13.12	6.27	6.82
A^{min} (cm ²)	4.2	3.15	3.15	3.15
I (m⁴)	0.0457	0.034	0.034	0.034
V (m)	0.7	0.7	0.7	0.7
σ_1 (MPa)	-12.97	-1096	-5.85	-5.63
σ_2 (MPa)	4.59	7.58	4.87	3.76
l_t (m)	0.36	0.57	0.64	0.5

l_c (m)	0.67	0.25	0.13	0.28
$A_{min}^{Z.t}$ (cm ²)	1.44	1.71	1.92	1.5
$A_{min}^{Z.c}$ (cm ²)	1.34	0.37	0.20	0.42
$A_{v/face}^{adopté}$ (cm ²)	8HA20+8HA16	10HA14	6HA14	6HA14
S_t (m)	0.2	0.2	0.2	0.2
A_h^{cal} (cm ²)	1.5	1.05	0.91	0.86
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adopté}$ (cm ²)	2HA12	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau IV.24. Ferrailage du voile Vyl

Section	E.sol et RDC	Etage 1-2-3-4	Etage 5-6-7	Etage 8-9-terrasse
L (m)	1.4	1.4	1.4	1.4
e (m)	0.2	0.15	0.15	0.15
N (KN)	-914.36	-78.49	-35.28	-72.44
M (KN.m)	688.79	290.51	213.24	177.38
d (m)	1.35	1.35	1.35	1.35
V (KN)	383.26	191.19	141.41	126
τ_u (MPa)	1.98	1.32	0.98	0.87
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	24.62	6.5	4.48	3.88
A^{min} (cm ²)	4.2	3.15	3.15	3.15
I (m ⁴)	0.0457	0.034	0.034	0.034
V (m)	0.7	0.7	0.7	0.7
σ_1 (MPa)	-13.80	-6.29	-4.52	-3.56
σ_2 (MPa)	7.28	6.55	4.18	2.87
l_t (m)	0.48	0.66	0.67	0.63
l_c (m)	0.43	0.088	0.054	0.15
$A_{min}^{Z.t}$ (cm ²)	1.92	1.98	2.01	1.89
$A_{min}^{Z.c}$ (cm ²)	0.86	0.13	0.08	0.22
$A_{v/face}^{adopté}$ (cm ²)	10HA20	6HA14	6HA12	6HA12
S_t (m)	0.2	0.2	0.2	0.2
A_h^{cal} (cm ²)	2.2	1.1	0.82	0.72
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adopté}$ (cm ²)	2HA14	2HA10	2HA8	2HA8

 Schéma de ferrailage :

Les schémas de ferrailage sont présentés dans l'annexe (6).

Chapitre V

L'étude de l'infrastructure

V.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure situés au-dessous de la base dont le rôle est d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol. Elles forment une assise rigide. Elles doivent assurer deux fonctions essentielles :

- ✚ Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- ✚ Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

V.2. Choix de type des fondations :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✚ La capacité portante du sol d'assise.
- ✚ L'importance de l'ouvrage.
- ✚ La distance entre axes des poteaux.
- ✚ La profondeur de bon sol

Selon le rapporte du sol, la contrainte du sol est de 4 bars le type de fondation suggéré est superficiel .

Les fondations sont calculées selon Le RPA par les combinaisons d'actions suivantes : $\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$

V.3. Calcul de la surface des fondations :

La surface totale des fondations se calcule par la formule suivante : $S_{fondation} = \frac{N}{\sigma_{SOL}}$

Avec :

$N = 78481.1 \text{ KN}$: Effort normal transmis par l'ouvrage en fonctionnement.

$\sigma_{SOL} = 400 \text{ KPa}$: Contrainte admissible du sol (rapport de sol).

$$S_{fondation} = \frac{78476.96}{400} \rightarrow S_{fondation} = 196.2 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est : $S_{bâtiment} = 643.24 \text{ m}^2$

On voit bien que $S_{fondation} = 30.5 \% S_{bâtiment}$ → la surface des fondations requise ne représente que 30 % environ de la surface du bâtiment ce qui laisse penser que des semelles isolées sont suffisante

V.3.1 Vérification de la semelle isolée :

a. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99/Version 2003(Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon la combinaison suivante : $G + Q$

La vérification à faire est : $\sigma = \frac{N}{S} \leq \sigma_{SOL} \rightarrow S = A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{SOL}} \dots\dots\dots (1)$

$N = 1787.105 \text{ KN}$ (effort normal du poteau le plus sollicité donné par le logiciel **ETABS 2016**)

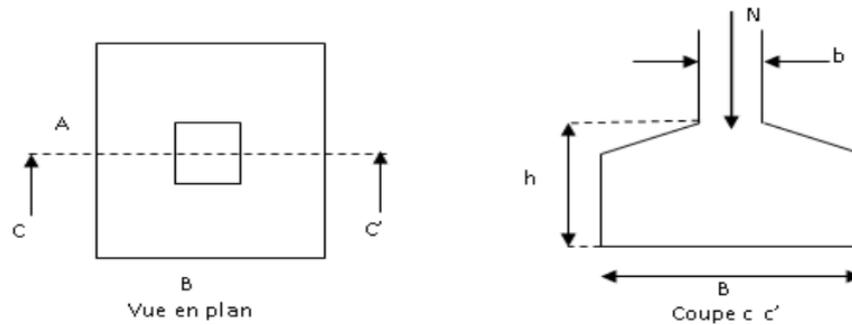


Figure V.1 Vue d'une semelle isolée

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$

On remplace la valeur de A donné (1) ce qui donne :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{SOL}}} = \sqrt{\frac{0.6}{0.55} \times \frac{1787.106}{400}} = 2.207$$

On prend : $B = 2.3 \text{ m}$ et $A = 2.1$

La hauteur (h) est donnée par la condition suivante :

$$h \geq \max\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right) + c \rightarrow h \geq \max\left(\frac{210-55}{4}; \frac{230-60}{4}\right) + 5 = 47.5 \text{ cm}$$

on prend $h = 60 \text{ cm}$

- **Le poids de la semelle et l'avant poteau :**

$$P_s = \gamma_b \times V_{semelle} = 25 \times 2.1 \times 2.3 \times 0.60 = 72.45 \text{ KN}$$

$$N_t = 1787.106 + 72.45 = 1859.55 \text{ KN}$$

$$\frac{N_t}{A \times b} = 385 < 400 \text{ KN/m}^2 \quad \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{31.1}{1787.106} = 0.017 \text{ m} < \frac{A}{6} = 0.35 \text{ m} \rightarrow \text{diagramme trapézoïdale}$$

$$N_t \times \frac{\left(1 + \frac{3e}{A}\right)}{A \times B} = 1859.55 \times \frac{\left(1 + \frac{3 \times 0.017}{2.1}\right)}{2.1 \times 2.3} = 393.8 \text{ KN/m}^2 < 400 \text{ KN/m}^2$$

- **Vérification au poinçonnement :**

$$N_t \leq Q_u 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$U_c = 3.1 \text{ m} \rightarrow Q_u = 1162.5 \text{ KN} < 1859.55 \text{ KN} \quad \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

- **Vérification de la stabilité de renversement :**

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

$$e = 0.017 < 0.56 \quad \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

- **Ferraillage :**

$$A_s^{//A} = N_t * \frac{\left(1 + \frac{3e}{A}\right) * (A - a)}{8 * d * f_{st}} = 1.859 * \frac{\left(1 + \frac{3 * 0.017}{2.1}\right) * (2.1 - 0.55)}{8 * 0.55 * 201.63} = 33.22 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{//} = N_t * \frac{\left(1 + \frac{3e}{B}\right) * (B - a)}{8 * d * f_{st}} = 1.859 * \frac{\left(1 + \frac{3 * 0.017}{2.3}\right) * (2.3 - 0.60)}{8 * 0.55 * 201.63} = 36.71 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_{adopté}^{//A}$ 11HA20 = 34.53 cm² st = 22 cm

$A_{adopté}^{//B}$ 12HA20 = 37.7 cm² st = 18 cm

- ✚ **Schéma ferraillage :**

Les schémas de ferraillage sont présentés dans l'annexe (6).

V.3.2 Cas d'une semelle excentrée :

A la limite est et ouest du bâtiment, nous devons disposer des semelles excentrées. Nous présentons ci-après un exemple de calcul de ce type de semelle (Figure 6.1)

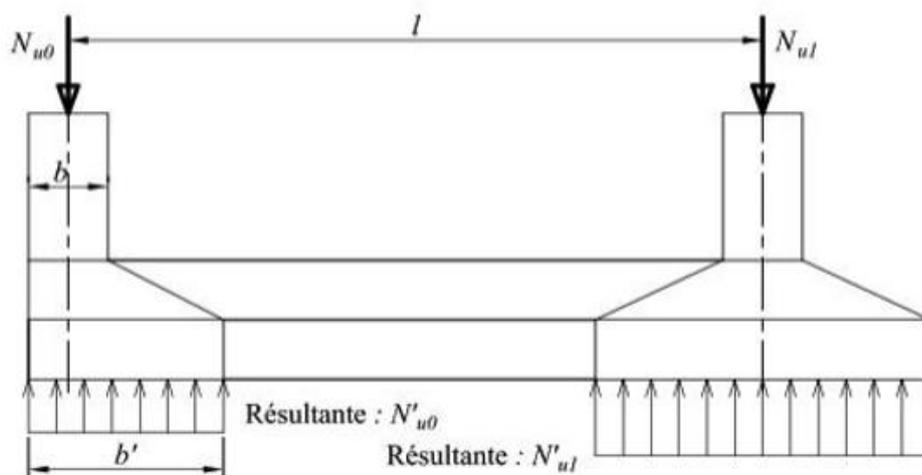


Figure V.2 : Fonctionnement d'une semelle excentrée avec poutre de redressement

- **Calcul de la semelle excentrée**

La semelle sera dimensionnée de la même manière que la semelle symétrique calculée précédemment.

La semelle excentrée la plus sollicitée est celle du poteau A4 (figure1 chapitre 1) .

- **Dimensionnement de la semelle excentrée :**

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \rightarrow S \geq \frac{778.51 \times 10^{-3}}{0.4} \rightarrow S \geq 1.94 \text{ m}^2$$

Donc : $B = 1.5 \text{ m}$ et $A = 1.5 \text{ m}$
 on prend $h = 60 \text{ cm}$ (même hauteur que la semelle centrée)

- **Le poids de la semelle et l'avant poteau :**

$$P_s = \gamma_b * V_{semelle} = 25 * 1.5 * 1.5 * 0.60 = 33.75 \text{ KN}$$

$$N_t = 778.51 + 33.75 = 812.26 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{A \times b} = 361 < 400 \text{ KN/m}^2 \quad \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{28.32}{778.51} = 0.032 \text{ m} < \frac{A}{6} = 0.25 \text{ m} \quad \rightarrow \text{diagramme trapézoïdale}$$

$$N_t \times \frac{\left(1 + \frac{3e}{A}\right)}{A \times B} = 812.26 \times \frac{\left(1 + \frac{3 \times 0.036}{1.5}\right)}{1.5 \times 1.5} = 387 \text{ KN/m}^2 < 400 \text{ KN/m}^2$$

- **Vérification de la stabilité de renversement :**

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

$$e = 0.08 < 0.56 \quad \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Ferraillage :**

La semelle se calcule par la méthode des bielles avec un effort normal N'_{u0} tel que :

$$N'_{u0} = N_{u0} * \frac{2l}{2l - (b' - b)} \quad \text{et} \quad N'_{u1} = N_{u1} - N_{u0} * \frac{(b' - b)}{2l - (b' - b)}$$

$$N'_{u0} = 778.51 \times \frac{2 \times 3.5}{2 \times 3.5 - (1.5 - 0.6)} = 893.37 \text{ KN} \quad \text{et} \quad N'_{u1} = 1555.78 \text{ KN}$$

$$A_s^{//A} = A_s^{//B} = N_t * \frac{\left(1 + \frac{3e}{A}\right) * (A - a)}{8 * d * f_{st}} = 0.893 \times \frac{\left(1 + \frac{3 \times 0.036}{1.5}\right) * (1.5 - 0.60)}{8 \times 0.55 \times 201.63} = 9.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit : } A_{adopté}^{//B} \text{ 9HA12} = 10.18 \text{ cm}^2 \quad \text{st} = 17.5 \text{ cm}$$

V.3.3 longrines de redressement :

Pour assurer l'équilibre les semelles excentrées (éviter son renversement), il faut prévoir des poutres de redressement de grande hauteur h

$$h \geq \frac{L}{10} = 0.35 \rightarrow h = 35 \text{ cm} \quad ; \quad b = 30 \text{ cm}$$

La poutre de redressement est calculée comme une poutre renversée. On ferraille la poutre à la flexion simple avec M_{\max} et effort tranchant.

Les moments et l'effort tranchant sont calculés par la méthode de RDM :

$$M_{\max} = 202.03 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad V_{\max} = 600 \text{ KN}$$

Les sollicitations conduisent à un ferraillage important ce qui nous a amené à augmenter la section de la poutre de redressement à $b = b \text{ poteau} = 55 \text{ cm}$ et $h = h \text{ semelle} = 60 \text{ cm}$.

$$A_s = \frac{M_s}{d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.202}{0.55 \times \left(1 - \frac{0.34}{3}\right) \times 201.63} = 20.54 \text{ cm}^2$$

On choisit : $4HA20 + 4HA16 = 20.62 \text{ cm}^2$

- **Les armatures transversales :**

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

$$\phi \leq \min\left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) = \min(1.6 ; 1.71 ; 5.5)$$

Soit $\phi t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1 étrier)

V.3.4 Les longrines :

D'après le RPA (art.10.1.1) les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25cm*30cm : sites de catégorie S2 → On opte une section de 30*35 cm².

Les longrines ou les dispositifs équivalents doivent être calculés pour résister à la traction sous

l'action d'une force égale à : $F = \max\left(\frac{N}{\alpha} ; 20\right)$

Avec :

- ✓ N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés
- ✓ α Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Zone III, site S₂ ⇒ $\alpha = 12$

$$\text{ELU : } F_u = \max\left(\frac{N}{\alpha} ; 20\right) = \left(\frac{2478.25}{12} ; 20\right) = 206.52 \text{ KN}$$

$$A_u \geq \frac{F_u \cdot \gamma_s}{f_e} = 5.93 \text{ cm}^2$$

$$\text{ELS : } F_u = \max\left(\frac{N}{\alpha} ; 20\right) = \left(\frac{1787.10}{12} ; 20\right) = 148.92 \text{ KN}$$

$$A_u \geq \frac{F_s}{\sigma_{St}} = 7.38 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{400} \rightarrow A \geq 5.51 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la section de RPA :**

$$A_{min}^{RPA} = 0.6\% \times B = 6.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s = \max(5.93 ; 7.38 ; 5.51 ; 6.3) = 7.38 \text{ cm}^2$$

On opte $3HA14 + 3HA12 = 8.01 \text{ cm}^2$ st = 15 cm

- ✚ **Schéma de ferrailage :**

Les schémas de ferrailage sont présentés dans l'annexe (6).

V.4 La semelle filante sous voile :

Prenons comme exemple le ferrailage de la semelle filante sous voile la plus sollicitée Vy10

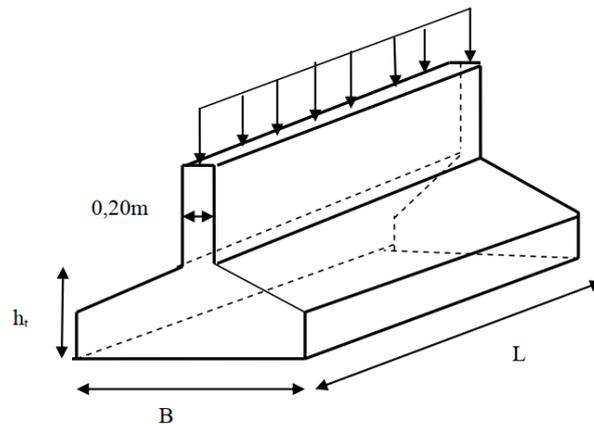


Figure V.3 Vue d'une semelle filante sous voile

$$\overline{\sigma}_{SOL} \geq \frac{N}{B \times L} \rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{SOL} \times L} = \frac{1188.45}{400 \times 1.4} = 2.12 \text{ m}$$

On opte pour $B = 2.3 \text{ m}$

- **Calcul de la hauteur de la semelle :**

$$h_t \geq \frac{B-b}{4} + 5 = 57 \text{ cm} \quad \text{Soit } h_t = 60 \text{ cm}$$

- **Le poids de la semelle :**

$$P_s = \gamma_b * V_{semelle} = 25 * 2.3 * 0.6 * 1.4 = 48.3 \text{ KN}$$

$$N_t = 1188.45 + 48.3 = 1236.75 \text{ KN}$$

$$\frac{679.8}{A \times b} = 384.08 < 400 \text{ KN/m}^2 \quad \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

$$e = \frac{M}{N_t} = \frac{290}{1236.75} = 0.23 \leq \frac{B}{6} = 0.38$$

- **Vérification au poinçonnement CBA93 [Art.5.2.4.2] :**

$$N_t \leq Q_u = 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$U_c = 1.7 \text{ m} \rightarrow Q_u = 573.75 \text{ KN} < 679.8 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

- **Vérification de la stabilité de renversement :**

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$e = \frac{143.62}{1671.88} = 0.08 < \frac{B}{4} = 0.575 \quad \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

- **Ferrailage :**

✓ Les armateurs parallèles à B

$$A_s^{//B} = N_t * \frac{\left(1 + \frac{3e}{A}\right) * (A - a)}{8 * d * f_{st}} = 1.236 * \frac{\left(1 + \frac{3 * 0.23}{2.3}\right) * (2.3 - 0.20)}{8 * 0.55 * 201.63} = 38.03 \text{ cm}^2$$

- ✓ Les armateurs parallèles à A :

Ce sont les aciers à mettre parallèlement à la longueur du voile. Leur section $A_s^{//A}$

$$A_s^{//A} = \frac{A_s^{//B}}{5} = 7.61 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_{adopté}^{//A}$ 11HA20 = cm^2 st = 22 cm

$$A_{adopté}^{//B}$$
 12HA20 = cm^2 st = 18 cm

V.5. Etude de voile périphérique :

V.5.1 Introduction

Selon le **RPA99/Version 2003 (Art 10.1.2)** les ossatures au-dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale de 15 cm
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical)
- ✓ Les ouvertures de ce voile ne doit pas réduire sa rigidité d'une manière importante

V.5.2 Dimensionnement des voiles

- ✓ Hauteur $h = 6.56 \text{ m}$
- ✓ Longueur $l = 3.5 \text{ m}$
- ✓ Epaisseur $e = 20. \text{ c m}$

V.5.3 Caractéristiques du sol

- ✓ Poids spécifique $\gamma_h = 20 \text{ kn/m}^3$
- ✓ Angle de frottement $\varphi = 22.4^\circ$
- ✓ La cohésion $c = 0 \text{ bar}$

V.5.4 Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique et soumise à :

✚ La poussée des terres :

$$G = h \times \gamma_h \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{22.4}{2} \right)$$

$$\rightarrow G = 6.56 \times 20 \times \tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{22.4}{2} \right) = 58.8 \text{ KN/m}^2$$

✚ La surcharge d'exploitation :

On a $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2 \times c}{\gamma \times h} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 10 \times \tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{22.4}{2} \right) = 4.48 \text{ KN/m}^2$$

✚ Ferrailage du voile :

- **Méthode de calcul :**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations :

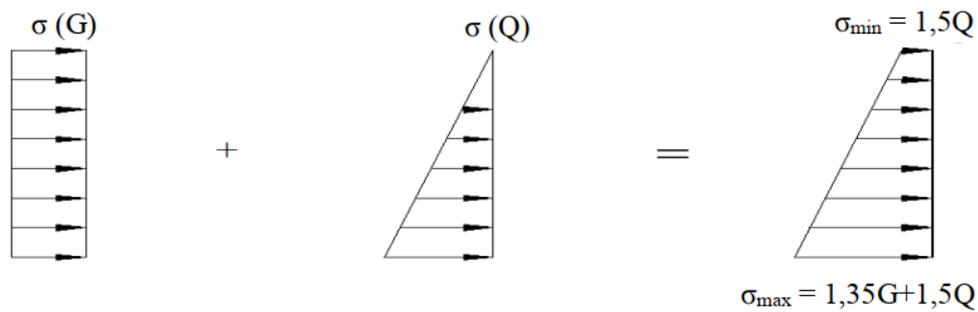


Figure V.4 Diagramme des contraintes

- **ELU :**

$$\sigma_{min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 4.48 = 6.72 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 58.8 + 1.5 \times 4.48 = 86.1 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 66.25 \text{ KN/m}^2 \rightarrow q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 66.25 \text{ KN/ml}$$

- **ELS**

$$\sigma_{min} = Q = 4.48 = 4.48 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 58.8 + 4.48 = 63.28 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \sigma_{moy} = 48.58 \text{ KN/m}^2$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques sont :

$$l_x = 2.71 \text{ m} ; l_y = 2.9 \text{ m} ; b = 1 \text{ ml} ; e = 0.2 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.93 < 0.4 \rightarrow \text{le voile travail dans les deux sens}$$

$$ELU \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.8450 \end{cases} ; \quad ELU \begin{cases} \mu_x = 0.0500 \\ \mu_y = 0.8939 \end{cases}$$

Les résultats de calcul des moments sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.1 Calcul des moments

Moments	M_0^x (KN.m)	M_0^y (KN.m)	M_t^x (KN.m)	M_t^y (KN.m)	M_{ax} (KN.m)
ELU	20.82	17.60	17.70	14.96	10.41
ELS	17.84	15.95	15.16	13.56	8.92

Le ferrailage se fait pour une section de (b × e) .

Les résultats de calcul de ferrailage sont dressés dans le tableau ci-après :

$$\text{Avec : } A_{min}^{RPA} = 0.1\% \times b \times h$$

Tableau V.2 Ferrailage des voiles périphériques.

localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	Aadopté (cm ² /ml)
En traves	X-X	17.70	0.043	0.056	0.016	3.06	2	3HA10 = 3.16
	Y-Y	14.96	0.036	0.046	0.16	2.58	2	4HA10 = 3.16
En appui		10.41	0.025	0.030	0.16	1.78	2	4HA10 = 3.16

$$\text{Espacements} = \begin{cases} \text{sens } x - x : st \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \rightarrow st = 33 \text{ cm} \\ \text{sens } y - y : st \leq \min(4e ; 45 \text{ cm}) \rightarrow st = 45 \text{ cm} \end{cases}$$

✚ Calcul des efforts tranchants :

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 \times l_x^4} = \frac{66.25 \times 2.71}{2} \times \frac{2.9^4}{2.9^4 + 2.71^4} \rightarrow V_u^x = 50.93 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 \times l_x^4} = \frac{66.25 \times 2.9}{2} \times \frac{2.71^4}{2.9^4 + 2.71^4} \rightarrow V_u^y = 41.56 \text{ KN} \end{cases}$$

• Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{50.93 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.28 \text{ MPa}$$

→ $\tau_u = 0.28 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa}$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

✚ ELS

• Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_{st}$$

Tableau V.3 Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	15.16	3.57	10065.9	5.37 < 15	vérifiée	303.43 > 201.63	N.vérifiée
	y-y	13.56	3.57	10065.9	4.81 < 15	vérifiée	178.54 > 201.63	N.vérifiée
Appui		8.92	3.57	10065.9	3.16 < 15	vérifiée	178.54 > 201.63	vérifiée

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS les résultats sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau V.4 Calcul des armatures à l'ELS

Localisation		M _s (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Choix	S _t
Travée	x-x	15.1 6	2.32	0.24	4.54	4.62	3HA14	13
	y-y	13.5 6	2.07	0.23	4.05	4.52	4HA12	15

✚ Schéma de ferrailage :

Les schémas de ferrailage sont présentés dans l'annexe (6).

Conclusion

Conclusion générale :

Tout au long de notre projet de fin d'étude on a pu apprendre toute la démarche à mettre en place sur un projet concret : de la lecture des plans d'architecture à la conception d'une note de calcul en passant par la modélisation sous ETABS 2016.

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances acquises 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 numérique doit autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou principaux, ceci permet d'avoir un comportement proche de réel.
- Le choix de la disposition des voiles de contreventement joue un rôle déterminant dans le comportement de la structure à ne pas négliger, et un facteur de réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux.
- la modélisation de l'escalier influe directement sur la nature des modes de vibrations, car l'escalier a une rigidité au moins comparable à celle des autres éléments structuraux et donc influe sur position du centre de torsion, il s'avéré nécessaire d'en tenir compte dans la modélisation.
- outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section de béton de d'acier dans les éléments résistants de de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par les règlements en vigueur.
En dernier, on peut dire que ce travail nous a permis de bien mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre formation de master en génie civil ainsi que leur élargissement, chose qui nous aidera plus tard dans la vie professionnelle .
Espérant aussi que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions.

Annexes

Annexe 1 : coefficients de calcul des moments dans les DP
Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2 : Coefficients de Pigeaud

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$Lx \times Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$\rho = 0.9$

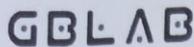
$\begin{matrix} u/Lx \\ v/Ly \end{matrix}$		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	<u>0.065</u>	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	<u>0.052</u>	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe 3

Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

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	80.42	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	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	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	188.5
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	226.2
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 4 Rapport de sol



Etude géotechnique: Réalisation d'une promotion immobilière Ain Naadja

3. sondage carotté SC1

Etant donné que le sol est constitué par une intercalation de sable et de grès, nous avons pris en considération les caractéristiques des formations sableuses pour le calcul de la capacité portante

$$C_{uu}=0 \text{ bars}$$
$$\Phi_{uu}=30,96^\circ$$

Pour la sécurité de l'ouvrage on ne tiendra compte que des $2/3$ de C et Φ
On obtient :

$$C'=0 \text{ bars et } \Phi'=20,0^\circ$$
$$N_c=14,8 \quad N_\gamma=3,5 \quad N_q=6,4$$

*Le cas d'une semelle filante, de 2,5 m de largeur (a titre d'exemple) ancré a une profondeur de 4,2 m et en appliquant les formules de Terzaghi, nous aurons une capacité portante admissible de l'ordre **3,45 bars**

***Pour le cas d'un radier générale ancré a partir de 4,2 m de profondeur et en appliquant les formules de terzaghi on obtient une capacité portante admissible de 4,14 bars**

A partir des essais de standards pénétration test (SPT) :

A partir des valeurs de l'angle frottement interne estimé a partir des essais SPT qui est compris entre 32° et 38° , en appliquant les formules de terzaghi comme pour le calcul de la capacité portante a partir des essais de laboratoire on obtient :

On a :

$$\Phi=32^\circ \quad C=0 \quad N_\gamma=27,3 \quad N_q=24,36$$

*Pour une semelle filante de 2,5 m de largeur ancré à 4,0 m en appliquant les formules de terzaghi on obtient une contrainte admissible de **11,57 bars**.

5.3-Mode et Ancrage des fondations :

Tenant compte de la natures des structures, de la nature du sol, intercalation de sables et de grès, des résultats des essais de pénétration, des résultats de laboratoire, il convient d'opter pour un système de fondation superficiel en semelles filantes et ou radier générale ancré a partir de 4,2 m de profondeur a partir du niveau du terrain actuel pour l'ensemble des structures

Annexe 5
Les sollicitations dans les voiles sens x_x

Niveaux	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		V (KN)
		N (KN)	(KN.m)	N (KN)	(KN.m)	(KN.m)	N(KN)	
E.sol et RDC	Vx1	364.21	494.92	-88.35	492.29	494.82	364.21	147.11
	Vx2	571.136	31.72	173.34	214.88	1884.23	441.01	441.01
	Vx3	570.6	31.72	423.09	1884.23	1884.23	423.09	441.02
	Vx4	389.25	503.53	-106.69	489.05	503.53	389.25	150.14
	Vx5	2720.88	566.17	-1173.27	573.66	575.21	869.57	260.27
	Vx6	1744.59	6.84	710.93	1185.37	1186.32	1415.46	467.59
	Vx7	2225.98	412.48	-787.16	395.24	412.48	2225.98	165.15
	Vx8	2556.39	113.92	-974.23	60.73	775.88	1789.43	228.33
	Vx9	1145.77	794.27	-131.87	785.77	794.27	1145.77	215.53
	Vx10	2326.48	130.51	-1815.56	199.80	870.20	-19.57	263.87
1,2,3 et 4 Etages	Vx1	85.85	80.66	-10.06	56.62	334.78	71.57	186.80
	Vx2	166.07	54.94	43.26	137.52	1340.07	127.49	721.23
	Vx3	165.86	54.99	42.32	137.51	1340.11	123.02	721.35
	Vx4	89.08	38.47	-5.97	24.79	334.30	79.63	184.81
	Vx5	1505.29	461.89	-354.55	454.48	461.89	1505.29	242.83
	Vx6	1457.98	4.77	587.73	655.72	657.82	937.44	398.78
	Vx7	1534.95	281.855	-477.71	297.03	300.48	-272.58	157.23
	Vx8	1166.07	148.76	-409.49	220.50	237.55	-277.60	177.89
	Vx9	712.56	175.59	157.22	172.13	175.59	712.56	55.35
	Vx10	804.86	2.16	-651.02	171.21	201.73	551.73	55.23
5,6 et 7 Etages	Vx5	1015.75	254.42	-102.63	262.55	262.55	-102.63	158.43
	Vx6	1061.42	46.55	434.37	154.25	658.57	691.43	517.48
	Vx7	903.18	401.51	-87.95	348.45	401.51	903.18	263.39
	Vx8	705.65	94.95	-149.92	237.78	270.36	-53.77	172.49
	Vx9	478.14	159.43	89.74	149.41	159.43	478.148	69.39
	Vx10	801.95	125.97	-207.14	126.93	184.08	231.22	96.48
8,9 et terrasse	Vx5	742.48	205.98	-196.55	229.92	236.34	-94.90	149.60
	Vx6	637.88	30.43	242.52	486.93	460.79	398.47	402.17
	Vx7	572.75	343.6	-32.26	258.75	343.60	572.75	229.57
	Vx8	474.86	8.43	-174.84	194.9	268.75	32.08	152.07
	Vx9	310.55	166.86	-11.97	146.38	166.86	310.53	99.07
	Vx10	512.76	87.01	-198.46	80.73	175.45	15.54	115.69

Les sollicitations dans les voiles sens y_y

Niveaux	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		V (KN)	
		N (KN)	(KN.m)	N (KN)	(KN.m)	(KN.m)	N(KN)		
E.sol et RDC	Vy1	638.18	99.96	-176.38	474.56	552.65	-64.2	256.40	
	Vy2	670.85	126.22	-216.44	500.95	579.01	--105.78	267.01	
	Vy3	1246.90	50.69	-413.97	300.80	352.14	-249.53	174.62	
	Vy4	1308.61	70.18	-478.45	318.98	369.66	-309.43	182.60	
	Vy5	2009.77	360.42	-220.76	1263.81	1456.52	-123.33	573.34	
	Vy6	2174.56	441.15	-372.07	1342.67	1534.69	-9.78	600.04	
	Vy7	1376.67	108.63	-872.02	650.44	766.67	-797.09	366.75	
	Vy8	1465.3	146.1	-914.36	688.78	805.21	-818.41	383.26	
	Vy9	1676.58	86.24	186.97	940.87	1376.32	691.36	492.62	
	Vy10	1671.88	143.62	308.93	33.68	700.89	900.44	311.01	
	Vy11	2159.16	89.02	288.34	1636.88	3022.81	881.53	885.64	
	Vy12	1527.79	281.24	-335.22	1091.42	1264.01	-117.31	645.07	
	Vy13	1536.76	337.63	-909.17	259.60	1276.71	-602.55	655.25	
1.2.3.4	Vy1	59.43	349.56	-21.65	315.59	349.56	59.43	219.93	
	Vy2	59.89	378.46	-24.19	336.42	378.46	59.89	283.54	
	Vy3	787.14	195.21	-317.81	194.41	211.22	529.63	138.49	
	Vy4	807.99	227.29	-344.08	223.31	227.29	808	135.48	
	Vy5	774.28	467.62	72.47	343.41	533.62	657.63	314.29	
	Vy6	835.86	573.89	36.5	390.80	573.89	835.85	256.47	
	Vy7	955.41	220.68	-125.81	153.64	317.67	611.69	194.94	
	Vy8	71678	273.57	-78.49	290.50	300.31	29.31	169.59	
	Vy9	917.53	126.17	329.61	266.96	415.22	803.82	243.94	
	Vy10	1038.70	12.13	241.41	120.82	146.74	802.81	78.31	
	Vy11	1284.94	269.41	1284.95	269.41	917.55	1036.18	447.47	
	Vy12	765.09	262.85	-75.70	97	588.20	723.51	319.39	
	Vy13	1011.76	554.84	1011.76	554.84	554.84	1011.76	297.35	
5.6.7	Vy3	535.43	95.83	-170.62	88.59	95.84	535.43	61.24	
	Vy4	540.17	94.78	-186.30	89.35	96.78	540.17	62.11	
	Vx5	605.44	331.72	87.74	323.3	331.72	605.44	197.96	
	Vy6	600.42	336.36	79.52	326.72	336.36	600.42	203.38	
	Vy7	544.72	178.96	-34.25	203	203	-34.25	129	
	Vy8	535.27	192.33	-35.28	213.24	213.24	-35.28	136.61	
	Vy9	708.07	18.18	175.76	172.88	197.9	697.29	99.91	
	Vy10	798.34	16.87	233.19	43.92	172.46	479.11	106.36	
	Vy11	998.62	450.1	142.89	409.07	450.1	998.67	199.50	
	Vy12	532.76	105.40	-24.84	15.77	339.69	480.91	213.19	
	Vy13	571.3	66.59	-41.25	15.41	289.82	541.64	180.22	
	8.9. terrasse	Vy3	274.94	86	-50.93	86.86	86	274.94	58.24
		Vy4	274.51	88.05	-58.08	73.13	88.05	274.51	59.79
Vy5		405.73	236.42	-7.29	228.18	236.42	405.73	156.51	
Vy6		395.17	245.77	-3.78	235.06	245.77	395.17	163.60	
Vy7		345.42	133.62	-54.14	165.19	140.28	296.61	116.84	
Vy8		358.71	150.56	-72.44	177.38	184.67	-22.93	126.18	
Vy9		438.29	154.13	80.72	127.80	154.13	438.29	96.63	
Vy10		479.07	15.87	160.09	142.27	146.99	271.16	104.22	
Vy11		604.80	328.68	50.85	291.59	328.68	604.80	170.83	
Vy12		376.92	107.25	-107.33	11.35	284.35	322.68	179.58	
Vy13		400.69	66.08	-122.06	4.17	236.61	309.06	146.54	

Annexe 6

Schémas de ferrailage

See discussions, stats, and author profiles for this publication at: <https://www.researchgate.net/publication/319244149>

Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003 pour les Structures de Bâtiments en Béton Armé : Interprétations et Propositions

Article · September 2017

CITATIONS

0

READS

10,451

1 author:



Rafik Taleb

Saad Dahlab University

46 PUBLICATIONS 28 CITATIONS

SEE PROFILE

Some of the authors of this publication are also working on these related projects:



Règles Parasismiques Algériennes [View project](#)



Seismic Performance of Lightly Reinforced Concrete Walls [View project](#)



Journal of Materials and Engineering Structures

Research Paper

Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 - Version 2003 pour les Structures de Bâtiments en Béton Armé : Interprétations et Propositions

Algerian Seismic Regulations RPA 99 - Version 2003 for Reinforced Concrete Building Structures: Interpretations and Proposals

Rafik Taleb ^{a,b,*}

^aLaboratoire de Génie Civil et Géo-matériaux, Département de Génie Civil, Université de Blida 1, BP270 route de Soumaa, Blida, Algeria

^bStructural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Nagatsuta 4259, 226-8503 Yokohama, Japan.

ARTICLE INFO

Historique de l'article :

Reçu : 15 juin 2017

Révisé : 24 septembre 2017

Accepté : 24 septembre 2017

Mots clés:

RPA 99 Version 2003

Système de contreventement

Combinaison modale

Keywords :

RPA 99 version 2003

Bracing systems

Modal Combination

RESUME

La réglementation parasismique Algérienne RPA99 - Version 2003 se traduit par un ensemble de règles de conception et de calcul qui nécessite, pour leur bonne application, la maîtrise de leur interprétation. Cependant, il a été constaté que ces règles ne sont pas toujours appliquées de façon satisfaisante. Le présent article présente des éclaircissements sur certains articles qui peuvent poser des problèmes d'interprétation, ainsi que des propositions de modification pour une future révision. Cet article s'arrête aussi sur certaines mal-pratiques dans l'application de ces règles.

ABSTRACT

The Algerian seismic design regulations RPA 99 - Version 2003 are a set of design and calculation rules that require their good interpretation for a proper application. However, it has been found that these rules are not always applied in a satisfactory way. This paper presents clarifications regarding some provisions that may raise interpretation issues, as well as modification proposals of some provisions for future revision. This paper focuses also on some misconceptions in the application of these rules.

* Corresponding author.

E-mail address: rafik.taleb.dz@gmail.com

1 Introduction

L'Algérie a connu au cours du siècle dernier plusieurs séismes destructeurs causants d'énormes pertes humaines et matérielles. Le dernier séisme majeur du 21 mai 2003 de Boumerdès qui a provoqué la perte de plus de 2300 vies humaines et plus de 10000 blessés est un exemple parlant. Cependant, l'expérience algérienne dans le domaine de la réduction du risque sismique a commencé après le tremblement de terre majeur d'El-Asnam du 10 Octobre 1980 qui a entraîné la mort de plus de 3000 personnes ; suite auquel la première version des règles parasismiques algériennes, RPA 81 [1], a été promulguée, suivi par la mise à jour de 1983 les RPA 81 - Version 1983 [2]. Ces deux règlements se basent sur la méthode statique équivalente pour le calcul de la force sismique. En 1988, viennent les RPA 88 [3] où la méthode d'analyse modale spectrale a été introduite comme annexe. En 2000, une version plus complète des règles parasismiques Algériennes RPA 99 [4] qui est une continuité des documents précédents avec une actualisation qui tient compte des leçons tirées des récents séismes survenus en Algérie et dans d'autres pays. Dans cette version des RPA, on trouve la méthode dynamique modale spectrale et la méthode statique équivalente au même niveau. La quatrième révision a eu lieu après le séisme de Boumerdès en 2003 donnant lieu aux RPA99 - Version 2003 [5]. Dans cette version, il y a eu, principalement, la révision de la carte de zonage sismique et la restriction en hauteur du système structurel en portiques avec murs de remplissage en maçonnerie. Par conséquent, l'utilisation des voiles de contreventement dans les structures de bâtiments en béton armé a été fortement encouragée et recommandée.

L'application stricte de ces règles parasismiques passe tout d'abord par la bonne interprétation de ces dernières. L'intérêt principal de cet article est de donner des interprétations claires et des propositions liées à certains articles des règles parasismiques Algérienne qui doivent faire l'objet d'une attention particulière, surtout que l'interprétation erronée de certains articles de ces règles a induit des pratiques erronées sur le calcul et la conception parasismique des structures. Ces interprétations et propositions sont principalement liées aux points suivants :

- Critères de choix entre les systèmes de contreventement avec voiles en béton armé (Système 2, 4a et 4b) et donc du coefficient de comportement approprié, ainsi que la condition de justification de l'interaction voile-portique pour le système 4a et le système 4b en zone sismique III et IIb ;
- Ajustement de la période analytique par rapport à la période empirique, ainsi que le calage de l'effort tranchant à la base calculé par la méthode modale spectrale par rapport à celui calculé par la méthode statique équivalente ;
- Méthode de combinaison des réponses modales pour la méthode d'analyse modale spectrale ;
- Calcul des voiles de contreventement en béton armé ;
- Condition de l'effort normal réduit.

2 Critères de classification des systèmes de contreventement avec voiles en béton armé

2.1 Principe de l'interaction voile-portique

Les règles parasismiques Algériennes se basent sur le principe qu'un bâtiment, face à des séismes faibles mais plus fréquent, doit être capable de contrôler les dommages des éléments non-structuraux par un comportement essentiellement élastique (le coût des éléments non structuraux peut être très considérable pour certains bâtiments). Cependant, face à des séismes forts et moins fréquents, le bâtiment doit avoir une bonne ductilité pour pouvoir subir de grandes déplacements sans ou avec peu de perte de capacité. Le système de contreventement mixte en voile et portique peut assurer ces deux fonctions. En effet, si le portique seul est considéré prendre la totalité de la force latérale, il développera des moments dans les poteaux et les poutres pour résister à l'effort tranchant de l'étage tandis que l'effet du moment de renversement à la base sera normalement moins influant en comparaison avec le cas du voile seul. Dans ce cas, la déformée du portique est celle donnée par la figure 1.a et les planchers resteraient pratiquement horizontaux. En revanche, si un voile est considéré prendre la totalité de la charge latérale, il développera des moments à chaque plancher égaux au moment de renversement à ce niveau et la déformée sera celle d'une console (figure 1.b). Cependant, si on couple le voile et le portique, chacun des deux essaiera d'empêcher l'autre de prendre sa déformée libre, et en conséquence une redistribution des forces entre les deux s'opère. Comme le montre la figure 1.c, le portique retiendra ou retirera l'effet du voile dans les étages supérieurs, alors que dans les étages inférieurs l'opposé se produira et c'est le voile qui retiendra les portiques d'avoir une grande

déformation latérale dans les étages intermédiaires. Il est donc clair que l'interaction voile-portique se manifeste surtout pour les bâtiments de moyenne et grande hauteur.

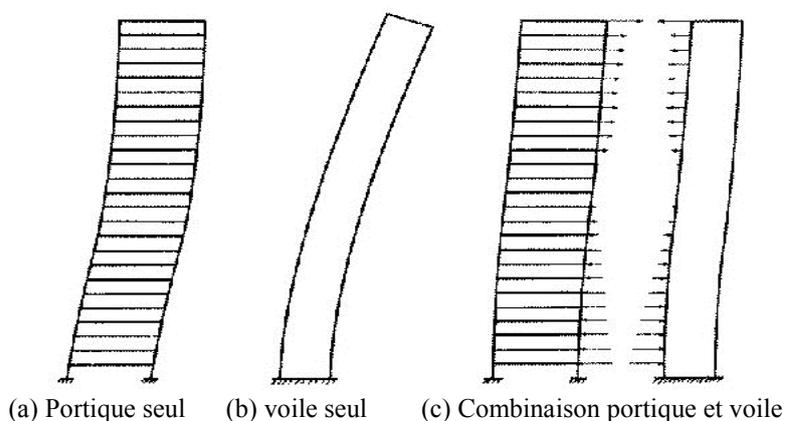


Figure 1 – Principe de l'interaction voile-portique

2.2 Classification entre systèmes de contreventement 2, 4a et 4b

Les RPA 99 - Version 2003 stipulent que pour le système de contreventement 2, les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Tandis que, pour les systèmes 4a et 4b, les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. En effet, en cas de séisme fort, lorsque la structure subit des déformations non-linéaires, les charges verticales importantes (plus de 20% au sens des RPA) sur les voiles peuvent causer leurs instabilités qui peuvent induire une réduction de la ductilité et de la capacité de déformation. Ces instabilités peuvent se manifester sous forme de flambement des extrémités comprimées des voiles ou bien sous forme de flambement des armatures longitudinales aux extrémités. De ce fait, le système de contreventement 2 est considéré le moins ductile ($R=3,5$) par rapport aux systèmes 4.a ($R=5$) et 4.b ($R=4$). Donc, au sens des RPA, le premier critère de classification est de vérifier la portance des voiles par rapport aux charges verticales afin de vérifier si elle dépasse les 20% des charges verticales totales du bâtiment.

D'autre part, la différence fondamentale entre les systèmes de contreventement 4a et 4b est que le système 4b est limité pour les bâtiments avec une hauteur de moins de 10 niveaux ou 33m au maximum, donc au sens des RPA, pour les structures en portique-voile de plus de 10 niveaux (ou 33m), l'effet de l'interaction voile-portique doit être considéré ($R=5$). Cependant, pour les bâtiments en voile et portique de moins de 10 niveaux ou une hauteur totale de moins de 33m, les RPA ne donnent pas un critère de choix explicite. Il serait judicieux, de considérer un système 4b pour les bâtiments de hauteur de moins de 10 niveaux (ou 33m) et dont les voiles reprennent moins de 20% des charges verticales. La figure 2 représente un organigramme proposé pour la classification des systèmes de contreventement 2, 4a et 4b pouvant apporter plus de simplicité pour les ingénieurs.

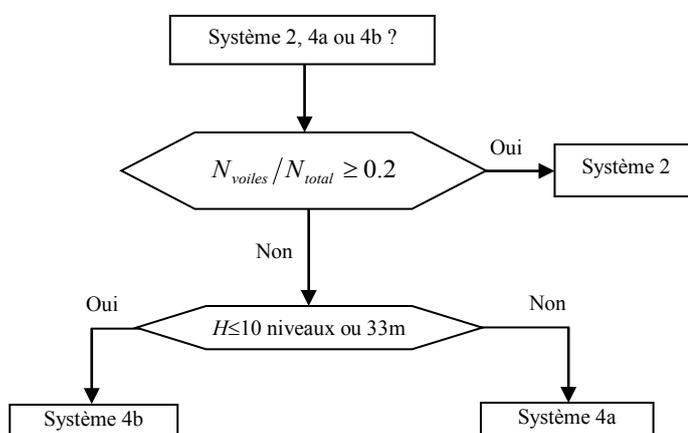


Figure 2 – Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles (Systèmes 2, 4a et 4b)

2.3 Condition des 25% d'effort tranchant d'étage reprise par les portiques

Pour le système de contreventement 4a, le règlement RPA exige que les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. En effet, lors du dimensionnement d'un système structurel dont le système de contreventement est assuré par les voiles et les portiques simultanément, le règlement exige que les portiques (sans les voiles) doivent résister à au moins 25% de l'effort tranchant d'étage, afin de justifier l'interaction voile-portique. Cette prescription garantit que le système mixte possède suffisamment de redondance pour justifier l'augmentation du coefficient de comportement de $R=4$ pour un système de contreventement par voiles, à $R=5$ pour un système mixte en voiles et portiques. Cette disposition garantit que le système de contreventement possède une redondance suffisante pour justifier l'augmentation du coefficient de comportement à $R=5$. Ainsi, l'interaction voile-portique est justifiée, et les portiques présentent une deuxième ligne de défense qui assure un certain niveau de protection du bâtiment. Cette exigence est nécessaire aussi pour le système de contreventement 4b en zones sismique III et IIb.

Le respect de cette exigence se fait par l'analyse du modèle numérique d'un système structurel identique au système mixte, mais sans les voiles (portiques seulement) sous 25% de la charge sismique. Si la méthode modale spectrale est utilisée, qui est le cas le plus courant, le spectre de réponse de calcul est multiplié par 0,25. Il est signalé que les poteaux représentant les éléments de bord des voiles de contreventement sont à retenir comme poteaux pour l'analyse sous 25% de la charge sismique afin que les résultats soient rationnels.

Une pratique erronée issue de la mauvaise interprétation de cette exigence fait qu'elle est interprétée comme une condition pour la classification d'un système structurel avec voiles et portique entre le système de contreventement 4a et 4b. Cette pratique consiste à vérifier l'effort tranchant à la base repris séparément par les voiles et par les portiques : si l'effort tranchant à la base repris par les voiles est inférieur à 75% de l'effort tranchant global à la base de la structure, et par conséquent l'effort tranchant à la base repris par les portiques est inférieur à 25%, cela implique un système de contreventement 4a (portique-voile avec interaction), dans le cas contraire, il s'agit du système 4b (contreventement par voile). La source de cette pratique erronée est dû au fait que la condition qui stipule que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage est considérée comme une condition à vérifier, alors qu'il s'agit d'une exigence de calcul à respecter pour justifier l'interaction voile-portique.

Cette exigence du 25% de l'effort tranchant d'étage se trouve également dans le code américain (UBC 97 [6], ASCE 7-10 [7]). Les figures 3 et 4 présentent un exemple de vérification de cette exigence pour un bâtiment en béton armé à 13 niveaux avec un sous-sol traité par FEMA 451 [8]. Dans la figure 4, il est montré la comparaison de l'effort tranchant d'étage reprise par les portiques du bâtiment avec les voiles sous charge sismique (représenté par un trait épais) et ceux reprises par les portiques sous 25% de la charge sismique (représenté par un trait fin). Comme il peut être constaté, la règle des 25% ne contrôle que le niveau du rez-de-chaussée du bâtiment. Pour les portiques 1 et 8, la règle des 25% est satisfaite, alors que pour les autres portiques, les poteaux et poutres du rez-de-chaussée doivent être dimensionnés par les efforts internes qui doivent être multiplié par le rapport des efforts tranchants du rez-de-chaussée afin que la règle des 25% soit satisfaite.

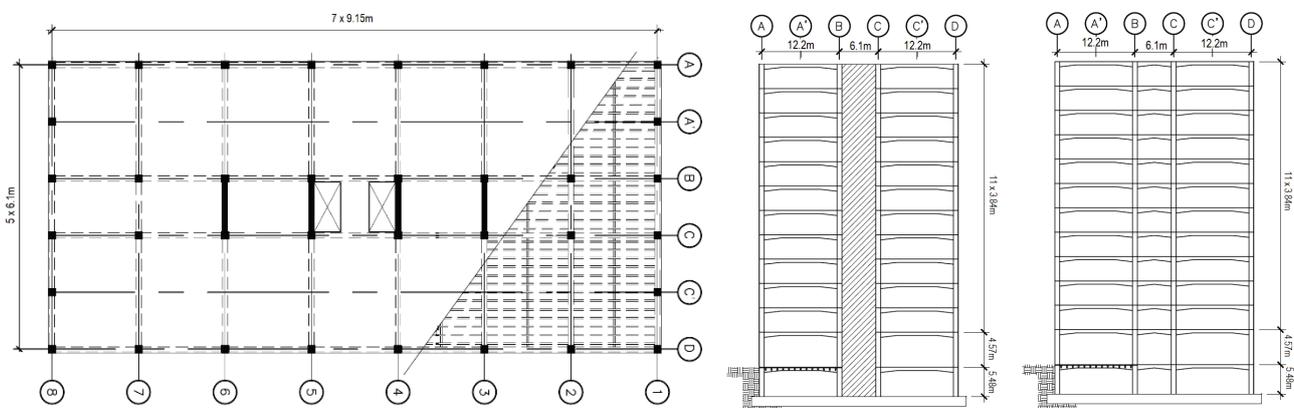


Figure 3 – (a) Vue en plan, (b) vue en élévation portiques 3, 4, 5 et 6 (c) vue en élévation portiques 2 et 7 [8]

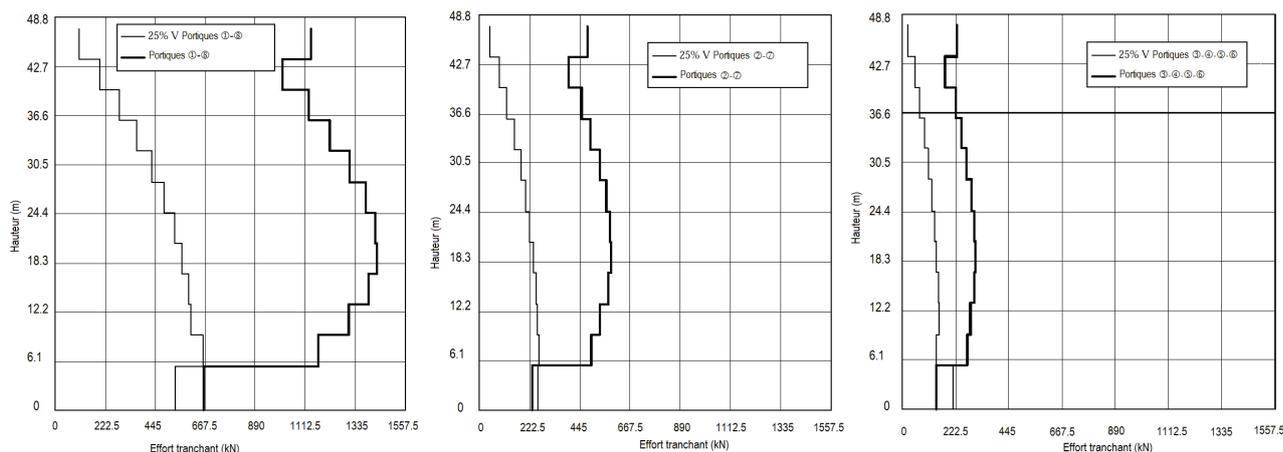


Figure 4 – Exigence des 25% d’effort tranchant d’étages pour les portiques du système 4a [8]

3 Combinaison statistique des réponses modales maximales

3.1 Les différentes combinaisons modales réglementaires

Pour déterminer la réponse maximale sous une analyse modale spectrale, on ne peut additionner directement les réponses modales maximales, car ces valeurs maximales ne se produisent pas au même temps et leur addition donne des résultats très sécuritaires. On doit recourir à une combinaison statistique des réponses modales maximales pour estimer la réponse globale en déplacement et en efforts internes. Plusieurs combinaisons existent dans la littérature et utilisées dans les règlements sismiques. Parmi les plus utilisés nous pouvons citer la combinaison SRSS (Square Root of Sum of Squares), la combinaison CQC (Complete Quadratic Combinaison), la combinaison de 10%, la combinaison de Humar [9] et la combinaison de Gupta [10]. Les deux premières combinaisons sont de loin les plus utilisées dans les règlements parasismiques. La combinaison de la racine carrée de la somme des carrés SRSS est donnée par :

$$E = \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2} \tag{1}$$

Cette combinaison donne généralement de bons résultats pour des modes propres de vibration indépendants (sans corrélation) ayant des périodes bien séparées. Cette combinaison a été à l’origine proposée pour l’analyse des bâtiments représentés par des modèles plans dans deux directions orthogonales ; ainsi, les périodes propres des modes dans la direction orthogonale à la direction de calcul ne sont pas considérées. Toutefois, dans une analyse avec des modèles tridimensionnels, des modes dans des directions différentes peuvent posséder des périodes très rapprochées. En conséquence, il existe une certaine corrélation entre ces modes qui doit être prise en compte, et l’utilisation de la combinaison SRSS, qui suppose une indépendance totale entre les modes, peut donner des résultats non sécuritaires. Les RPA 99 - Version 2003 utilisent la combinaison SRSS lorsque les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres.

La combinaison quadratique complète CQC est utilisée lorsque les modes ne sont pas indépendants et une certaine corrélation existe entre ces modes. La formule générale pour les combinaisons modales avec évaluation de la corrélation est donnée par :

$$E = \sqrt{\sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^k \rho_{ij} E_i E_j} \tag{2}$$

avec ρ_{ij} coefficients de corrélation entre le modes i et j . La formule de calcul des coefficients de corrélation la plus utilisée pour la combinaison CQC est celle proposée par Kiureghian [11]. Les règlements PS 92[12] et l’Eurocode 8 [13] utilisent

la combinaison CQC lorsque les modes ne sont pas indépendants. Dans le cas de modes indépendants, la combinaison SRSS est utilisée.

Dans la combinaison du 10%, lorsque le rapport entre deux périodes associées à deux modes différents varie de moins de 10%, une corrélation totale est considérée entre ces deux modes, et donc une indépendance totale entre ces deux modes est considérée si le rapport entre ces deux périodes est supérieur à 10%. Cette combinaison est celle utilisée par les RPA 88. Lorsque les deux modes 1 et 2 ne sont pas indépendants par exemple, cette combinaison est donnée par :

$$E = \sqrt{\sum_{i=3}^k E_i^2 + (|E_1| + |E_2|)^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2 + 2|E_1||E_2|} \quad (3)$$

3.2 Anomalie et proposition sur l'approche des RPA 99 - Version 2003

Selon les RPA 99 - Version 2003, deux modes de vibrations i et j sont considérés indépendants si :

$$r = \frac{T_i}{T_j} \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \quad (4)$$

Lorsque toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la combinaison SRSS est utilisée. Par contre, lorsque deux modes ne sont pas indépendants, la combinaison du 10% est utilisée. Cette combinaison, selon son utilisation par les RPA 99 - Version 2003, conduit à supposer une corrélation parfaite entre des modes qui peuvent être considérés indépendants. Elle est donc considérée très sécuritaire et peut conduire à une surestimation de la réponse. Afin de montrer cette anomalie, et en supposant un taux d'amortissement modal constant, nous avons :

$$r \leq \frac{10}{10 + \xi} \quad (5)$$

Si on considère les deux bornes extrêmes pour l'amortissement définies par le tableau 4.2 des RPA 99 - Version 2003 ($4\% \leq \xi \leq 10\%$), nous avons donc :

$$\text{Pour } \xi = 4\%, \quad r = T_i/T_j \leq 0.71$$

$$\text{Pour } \xi = 10\%, \quad r = T_i/T_j \leq 0.5$$

Cependant, pour des rapports de périodes de l'ordre de 50% à 70% il est irrationnel de considérer une corrélation parfaite. En effet, Carr [14] a comparé les coefficients de corrélations générés par les différentes méthodes de combinaisons statistiques des réponses modales maximales, et a conclu que lorsque deux périodes associées à deux modes différents varient de plus de 20%, les coefficients de corrélation sont négligeables et toutes les combinaisons convergent vers la combinaison SRSS.

Il est donc proposé de réviser la méthode de combinaison modale entre modes non indépendants utilisée par les RPA 99 - Version 2003 et d'utiliser la combinaison CQC lorsqu'une certaine corrélation existe entre les modes au lieu de supposer une corrélation parfaite.

4 Conditions sur la période analytique et l'effort tranchant à la base

4.1 Résultante des forces sismiques de calcul

L'analyse dynamique modale spectrale permet d'avoir une distribution améliorée de l'effort tranchant à la base sur la hauteur du bâtiment. C'est particulièrement avantageux pour les bâtiments irréguliers avec des irrégularités significatives en plan et en élévation, ou avec des variations significatives de rigidité et/ou de masse. L'analyse dynamique modale spectrale est également préférée pour le cas des bâtiments avec des excentricités significatives de torsion.

L'analyse dynamique modale spectrale dans les RPA 99 - Version 2003 n'est pas cependant prévue pour la détermination indépendante de l'effort tranchant à la base pour le dimensionnement du bâtiment. L'effort tranchant à la

base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base, avec l'implication que ceux obtenus par des analyses dynamiques devraient être ajustés par rapport à la valeur obtenue par le calcul statique équivalent si inférieur. Il est possible d'obtenir un effort tranchant à la base sensiblement inférieur par l'analyse dynamique, selon les hypothèses faites dans les modèles de structures et les modèles numériques ainsi que les mouvements au sol utilisés. Les ingénieurs ont été découragés d'utiliser l'analyse dynamique comme l'unique moyen pour le calcul de l'effort tranchant à la base en raison de sa sensibilité aux caractéristiques des mouvements au sol choisis et les hypothèses de calcul faites, qui dépendent à leur tour de l'expérience et le jugement de l'ingénieur de calcul.

Le choix des techniques de modélisation et les hypothèses de calcul qui ne sont pas toujours maîtrisables, peut soulever des inquiétudes sur l'exactitude des résultats d'un calcul dynamique de structure. Des résultats distinctement différents pourraient être obtenus à partir des analyses du même bâtiment conduites par différents ingénieurs de calcul. Par conséquent, les procédures d'analyse dynamiques ont été considérées comme peu sûres, à moins qu'elles soient conduites par des ingénieurs expérimentés et de compétences confirmées. En conséquence, les RPA 99 - Version 2003, comme d'autres règlements parasismiques, ajustent le calcul de l'effort tranchant à la base par rapport à l'approche statique équivalente

En dépit des soucis mentionnés ci-dessus sur l'utilisation de l'analyse dynamique dans le dimensionnement parasismique, cette méthode est couramment utilisée dans la pratique pour l'étude des bâtiments de grandes hauteurs et des structures irrégulières en raison de sa capacité de produire une réponse sismique meilleure par rapport à la méthode statique équivalente lorsqu'elle est utilisée correctement. Avec l'arrivée des ordinateurs et l'évolution des technologies, couplées à la recherche avancée dans la modélisation du comportement non-linéaire des matériaux, des outils de calcul plus fiables sont devenus disponibles pour l'usage de la conception des bâtiments.

4.2 Estimation de la période fondamentale de la structure

La période fondamentale est un paramètre de conception important qui joue un rôle significatif dans le calcul de l'effort tranchant à la base. Les règlements parasismiques fournissent des expressions empiriques approximatives pour estimer la période fondamentale. Bien que l'utilisation des méthodes numériques plus précises soit recommandée par les règlements, il est souvent exigé que la valeur de la période trouvée par ces méthodes soit inférieure à une certaine borne supérieure calculée par des formules empiriques. Les RPA exigent que les valeurs de la période calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne dépassent pas celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% ($T_{analytique} \leq 1.3T_{empirique}$). Cette limite supérieure peut être justifiable d'un point de vue sécuritaire pour les raisons suivantes :

1. Incertitudes liées à la participation des éléments non-structuraux, dont les effets ne sont pas considérés dans la détermination de période et la réponse dynamique ;
2. Inexactitudes possibles dans le modèle de calcul en appliquant des méthodes simplistes dans la modélisation ;
3. Différences potentielles entre les paramètres de calcul et les conditions réelles du bâtiment, particulièrement en termes de rigidité et de masse structurales.

Comme mentionné ci-dessus, les restrictions imposées aux valeurs de conception obtenues à partir d'une analyse dynamique sont justifiées par les incertitudes liées à la modélisation. Il n'est pas donc considéré prudent de s'éloigner des valeurs de conception obtenues par le calcul statique équivalent. **Ainsi, selon les prescriptions des RPA 99 - Version 2003, si la période déterminée à partir d'une analyse dynamique est plus longue que celle obtenue à partir des formules empiriques, jusqu'à une limite de 30%, c'est la valeur de la période empirique pondérée par le coefficient 1,3 qui sera utilisée pour le calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente. Cette valeur de l'effort tranchant à la base sera utilisée par la suite pour fixer la valeur de l'effort tranchant à la base calculé par la méthode modale spectrale.**

Il est à noter aussi que l'établissement des formules empiriques de la période fondamentale est basé sur une analyse de régression à bande inférieure. Chopra et Goel [15, 16] ont comparés les périodes données par la formule empirique utilisée par le code américain, et les périodes mesurés sur plus de 80 bâtiments instrumentés lors de plusieurs événements sismiques entre les années 1971 et 1994. Ils ont trouvés que la formule empirique pour l'estimation de la période donne des valeurs de période proche de la bande inférieure des périodes mesurées pour des bâtiments de hauteur jusqu'à 48m, et donne des période excessivement courtes en comparaison avec les périodes mesurées pour des bâtiments de hauteur entre 48m et 68m. De ce fait, la formule empirique pour l'estimation de la période a été jugé conservatrice. De ce fait, les

règlements parasismiques exigent cette majoration pour la valeur de la période empirique afin de ne pas excessivement pénaliser l'effort de calcul. Ainsi il est proposé à ce que le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base soit limité comme suit :

$$T = \begin{cases} T_{analytique} & \text{si } T_{analytique} \leq T_{empirique} \\ T_{empirique} & \text{si } T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3T_{empirique} \\ 1,3T_{empirique} & \text{si } T_{analytique} \geq 1,3T_{empirique} \end{cases} \quad (6)$$

5 Comportement et calcul des voiles de contreventement en béton armé

5.1 Principes de dimensionnement sismique des voiles en béton armé

Les RPA 99 - Version 2003 ne donne pas une méthode détaillée pour le dimensionnement des voiles en béton armé. L'article 7.7.4 qui traite du ferrailage des trumeaux, stipule que ces derniers devront être calculés en flexion composée avec effort tranchant. Le ferrailage calculé est conditionné par un pourcentage minimum de 0,15% sur la section totale du voile et de 0,2% sur la section de la zone tendue. En fait, l'approche des RPA 99 - Version 2003 pour le calcul des voiles en béton armé est un concept spécial de calcul adapté pour les voiles en béton faiblement armé basé sur un principe appelé « multi-fusible » qui favorise l'apparition des dommages sur plusieurs étages [17-20]. Ce principe de dimensionnement des voiles utilisé par le règlement français PS 92 est particulièrement adapté pour les bâtiments en zone de faible à moyenne sismicité. En effet, les faibles pourcentages de renforcement (généralement moins de 0,2%) combinés à une distribution appropriée à plusieurs niveaux conduit à une dissipation de l'énergie par la fissuration du béton distribuée sur différentes hauteurs du mur. En revanche, le dimensionnement des voiles selon les codes sismiques modernes (Eurocode 8 [13], ACI 318-14 [21]) privilégient le principe appelé « mono-fusible » avec la dissipation de l'énergie concentrée au niveau de la rotule plastique qui se forme par flexion à la base du voile. Au-dessus de la zone de rotule plastique, le voile est surdimensionné en flexion pour éviter un comportement plastique partout au-dessus de la région de base. Ce dernier principe de dimensionnement qui est plus adapté pour les zones de forte sismicité, nécessite une attention particulière à la zone de formation de rotule plastique à travers des dispositions constructives bien adaptées à ce principe de dimensionnement. Cette approche assure plus de ductilité surtout pour les bâtiments avec voiles en zones de forte sismicité. Il est ainsi recommandé de réviser l'approche de dimensionnement des voiles en béton armé des RPA 99 -Version 2003 pour l'orienter vers l'approche « mono-fusible ».

5.2 Proposition pour le calcul des voiles selon les RPA

Pour la future révision des RPA 99 - Version 2003, il serait nécessaire de les aligner avec les codes sismiques internationaux (EC8, ACI 318-14) et s'orienter vers le principe mono-fusible pour le dimensionnement sismique des voiles de contreventement en béton armé avec la dissipation de l'énergie concentrée au niveau de la rotule plastique qui se forme par flexion à la base du voile, particulièrement pour les zones de forte sismicité. Il est proposé un certain nombre de règles pour le dimensionnement des voiles ductiles en Algérie sur la base des codes sismiques actuels. Ces règles sont applicables pour les voiles élancés (h_w/l_w est supérieur à 2.0). Pour ces voiles, qui sont calculés en flexion composée avec effort tranchant, il est nécessaire de modifier les diagrammes des moments fléchissant et effort tranchants résultants du calcul de structure afin de s'assurer de la formation de la rotule plastique à la base. De plus, l'effort normal de compression de calcul doit être limité au même titre que pour les poteaux afin d'éviter la rupture fragile des extrémités confinées.

Pour leur conférer une bonne ductilité, il est nécessaire que le béton situé aux extrémités des voiles (éléments de rive) soit confiné sur une longueur l_c mesurée à partir du bord du voile jusqu'au point correspondant à une déformation critique du béton prise égale à 0.2% (Figure 9). Cet élément de rive peut comprendre des membrures perpendiculaires au voile. La longueur l_c , et l'épaisseur b_c , de l'élément de rive doivent respecter :

$$l_c \geq \max(0.15l_w, 1.5b_w) \quad (7)$$

$$b_c \geq \max(20\text{cm}, h_e/15) \quad (8)$$

Avec : b_w largeur de l'âme du voile, h_e hauteur libre de l'étage.

Ces dispositions de confinement doivent être respectées sur une certaine hauteur du voile appelé hauteur critique. Cette hauteur critique correspond à la longueur de la rotule plastique [22, 23]. Le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive doit rester au moins égal à 0,5% de la surface de la zone confinée.

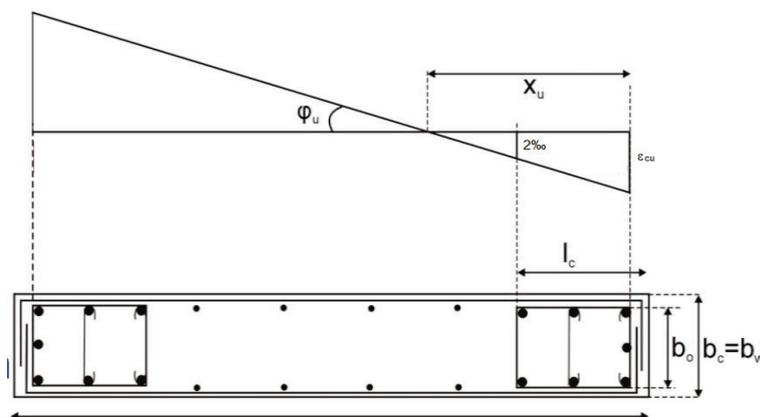


Figure 5 – Éléments de rive pour les voiles (EC8)

Les barres verticales des éléments de rive devraient être confinées avec des cadres et/ou des épingles horizontales dont l'espacement vertical ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

$$s_t \leq \min(b_0 / 2, 20\text{cm}, 8d_{bl}) \quad (9)$$

Avec d_{bl} désignant le diamètre minimal des armatures longitudinales dans les éléments de rive, et b_0 la largeur de la zone confinée aux extrémités.

Les armatures transversales de confinement dans les éléments de rive, mesurées dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, qui doivent être présentes sur la hauteur critique doivent satisfaire :

$$A_t \geq \max\left(0,09 \cdot s_t \cdot b_c \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}; 0,3 \cdot s_t \cdot b_c \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) \frac{f_{c28}}{f_e}\right) \quad (10)$$

Avec A_g/A_{ch} représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée, s_t est l'espacement vertical des armatures transversales, b_c est la largeur de la zone confinée, f_e est la limite d'élasticité des armatures de confinement, et f_{c28} est la résistance caractéristique du béton à la compression.

5.3 Observations récentes sur la performance sismique des voiles en béton armé

À l'heure actuelle, les voiles en béton armé sont fréquemment utilisés comme le composant principal du système résistant aux charges latérales dans les bâtiments en béton armé situés dans des zones sismiques. En effet, l'utilisation du système constructif avec voiles permet grâce à sa grande rigidité, de réduire les déplacements latéraux. Il permet d'une part de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux et d'autre part, de réduire les effets psychologiques sur les habitants. De plus, lorsqu'ils sont bien dimensionnés, les voiles peuvent aussi assurer la ductilité nécessaire pour une bonne dissipation d'énergie. Cependant, les observations sur la nature de dommages dans les bâtiments avec voiles en béton armé lors des séismes récents au Chili (2010) et en Nouvelle Zélande (2011) ont révélées un certain nombre de problèmes sur la faible performance sismique des voiles rectangulaire avec éléments de rive intégrés avec l'épaisseur du voile. Les dommages dans ces voiles se résument en l'écrasement du béton comprimé aux extrémités avec éclatement du béton d'enrobage sur pratiquement toute la longueur du voile, le flambement des armatures longitudinales dans les zones confinées d'extrémités sous compression, rupture des armatures en traction, ainsi que le flambement global des extrémités des voiles. La figure 5 montre des exemples de modes de ruine des voiles en béton armé observés lors du séisme du Chili (2010). Il a été reporté que le faible confinement des zones d'extrémités des voiles était l'une des raisons principales de leur faible performance sismique [24-26]. En effet, la pratique traditionnelle pour la conception des voiles

était de les insérer dans les cadres des portiques où les poteaux jouent le rôle de raidisseur aux zones d'extrémités des voiles. Cette conception, qui a prouvé sa bonne performance suite à plusieurs événements sismiques passés, a laissé une fausse croyance selon laquelle les voiles se comportaient toujours bien sous sollicitation sismique. Cela a encouragé les concepteurs, pour des besoins de l'architecture moderne, à favoriser l'utilisation des voiles minces avec les zones confinées des extrémités intégrées avec l'épaisseur du voile. Plusieurs bâtiments avec des voiles rectangulaires ont connu une ruine totale ou partielle lors du séisme du Chili en 2010.



(a) Flambement global



(b) Eclatement du béton



(c) Rupture des armatures



(d) Ecrasement du béton et flambement des armatures

Figure 6 – Types des dommages dans les voiles suite au séisme de Chilien 2010[21]

Plusieurs travaux de recherche ont été réalisés ces dernières années afin d'évaluer la performance sismiques des voiles rectangulaires [27-32]. Ces travaux ont montré que pour les voiles rectangulaires il était nécessaire de revoir leur dimensionnement afin d'éviter les modes de ruine prématurés, causés par le flambement des armatures longitudinales ou le flambement global or-plan des extrémités confinées. Taleb et al. [28] ont réalisés des essais sous chargement cyclique vertical sur des poteaux en béton armé simulant les extrémités confinées des voiles rectangulaires. Les variables expérimentales considérées étaient le pourcentage des armatures transversales (léger et dense), le pourcentage des armatures longitudinales, et la géométrie de la section. La figure 6 montre les types de modes de ruine observés lors de ces tests. Pour les voiles dimensionnés en flexion, le mode de ruine due à l'écrasement du béton comprimé est le mode favorable. En effet, le confinement doit assurer la stabilité maximale de la zone comprimée afin de permettre une bonne ductilité due à la déformation plastique des armatures en traction. Les modes de ruine dues au flambement des armatures longitudinales ou bien le flambement global des extrémités du voile sont des modes de ruine qui doivent être éliminés.

La figure 7 montre un organigramme proposé par Taleb *et al.* [28] pour la classification des extrémités confinées des voiles rectangulaires en béton armé en fonction du mode de ruine probable. Cet organigramme est utile pour la vérification des armatures transversales et longitudinale ainsi que l'épaisseur du voile pour éviter les modes de ruines indésirables dues au flambement des armatures ou le flambement global des extrémités du voile.

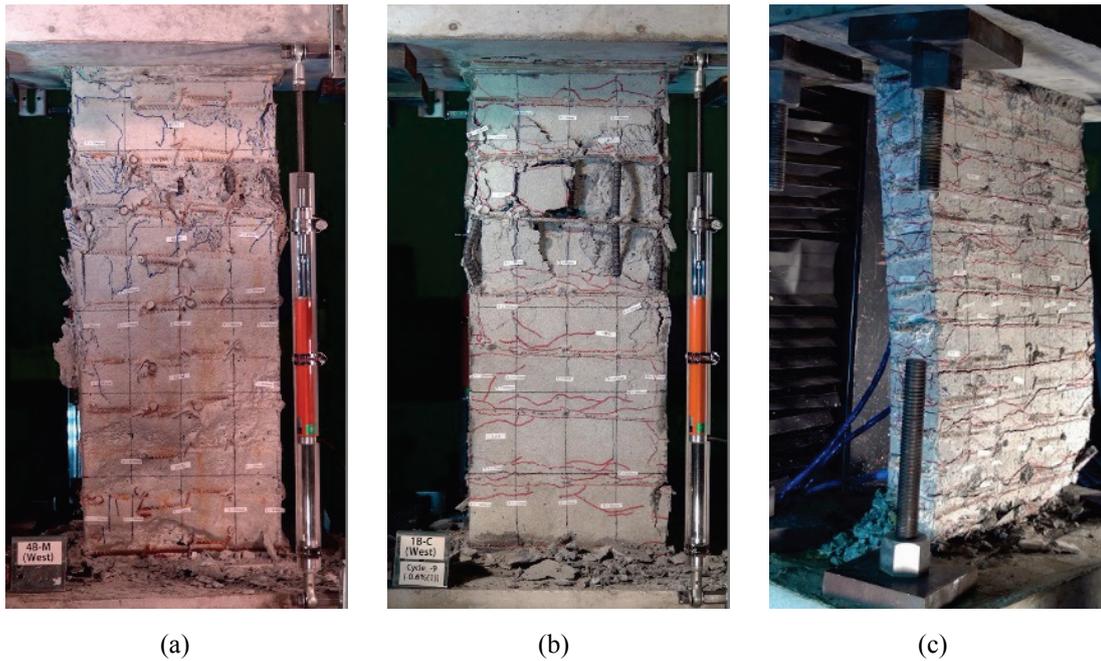


Figure 7 – Types des dommages dans les extrémités confinées des voiles : (a) écrasement du béton comprimé (b) flambement des armatures longitudinales (c) flambement global [28]

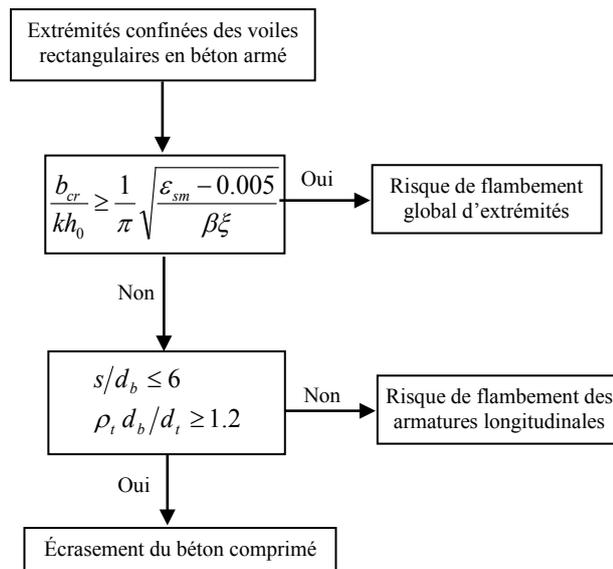


Figure 8 – Organigramme de dimensionnement et de vérification des extrémités confinées des voiles rectangulaires [28]

Le code américain actuel ACI 318-14 a connu des révisions majeures par rapport à l'ancienne version ACI 318-11 [33] sur le sujet du dimensionnement sismique des voiles de contreventement en béton armé à la lumière des observations faites suites aux séismes du Chili (2010) et de la Nouvelle Zélande (2011), et suite aux travaux de recherche qui ont suivis ces observations. Ces changements ont donné lieu à un dimensionnement sismique plus strict pour les voiles de contreventement. Des règles plus strictes sur le ferrailage transversal des extrémités confinées avec une épaisseur minimale de 30cm de ces dernières pour éviter le risque de la ruine prématurée par flambement global ou flambement des armatures longitudinales (Figure 8).

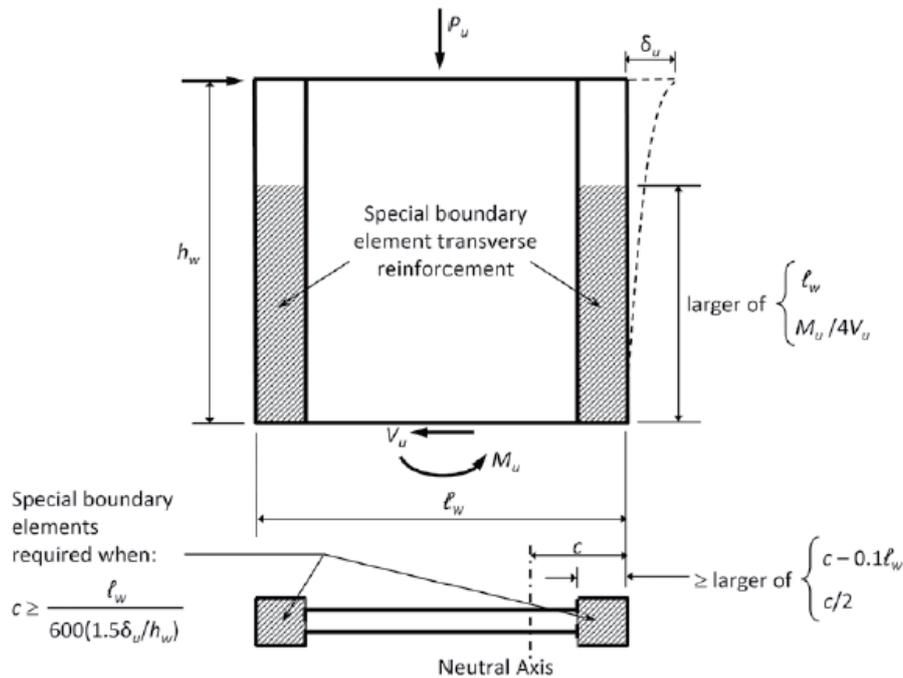


Figure 9 – Principe de dimensionnement des extrémités confinées des voiles selon l'ACI 318-14 [33]

6 Sur la condition de l'effort normal réduit

6.1 Effets de l'effort normal sur la performance sismique des poteaux en béton armé

Il est bien connu que la ruine des bâtiments avec un système structurel en portiques est souvent liée à la rupture des poteaux. Protéger les poteaux pour leur éviter de perdre leur capacité portante est une étape cruciale dans le dimensionnement parasismique des bâtiments. Le confinement des zones critiques des poteaux et la limitation de l'effort normal de compression sont les deux manières effectives couramment utilisées par les règlements sismiques afin d'assurer le niveau requis de capacité de déformations et donc de ductilité. Le confinement des poteaux en zones critiques (zones de formation de rotules plastiques) est fourni sous forme d'armatures transversales (cadres et épingles). Le confinement assure principalement les deux fonctions suivantes :

1. Augmenter la capacité de ductilité locale des poteaux en béton armé en imposant une pression de confinement latéral sur les régions du noyau afin de limiter la dilatation et augmenter la résistance à l'écrasement du béton ainsi que la déformation ultime de béton.
2. Éliminer (ou limiter) le risque de flambement des armatures longitudinales pour éviter une rupture fragile.

Le béton confiné dans les poteaux peut assurer une grande ductilité et une dissipation d'énergie stable sous charge à caractère cyclique inverse tels que les séismes. Cependant, une compression axiale élevée peut provoquer un écrasement plus rapide du béton en compression, et le flambement des armatures longitudinales, réduisant ainsi considérablement la ductilité et la capacité portante des poteaux. La quantité requise des armatures de confinement est souvent beaucoup plus élevée pour les poteaux soumis à une compression axiale élevée, afin de compenser la ductilité réduite [34]. De nombreux codes modernes de conception sismique fixent également des limites supérieures de la force de compression sur les poteaux en béton armé sous forme d'un effort normal réduit dans le but de réduire les conséquences de l'éclatement du béton d'enrobage, et d'éviter les incertitudes liées à la ductilité disponible, sous des niveaux élevés d'effort normal.

Sur la base des travaux de Priestley et al. [35] et Yuen et al. [36], la figure 10 présente la relation entre l'effort normal réduit et la capacité en déformation. Cette figure illustre l'inefficacité des armatures de confinement pour des efforts normaux élevés à l'augmentation de la déformation ultime. En effet, sous une forte compression axiale, une augmentation supplémentaire de la quantité d'armature de confinement peut ne plus être efficace pour améliorer la ductilité des éléments. Néanmoins, différents codes de conception parasismique sont des dispositions différentes sur le confinement et sur les limites de compression axiales, malgré le même fondement théorique.

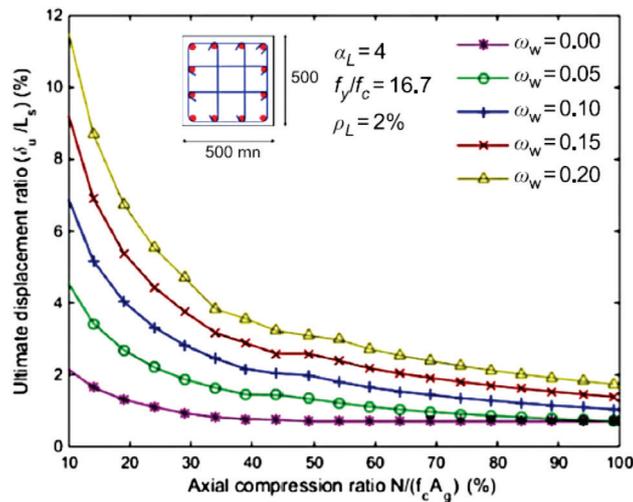


Figure 10 – Déplacement latéral ultime en fonction de l’effort normal réduit [36]

6.2 Vérification de l’effort normal réduit pour les poteaux en béton armé

À cause de l’influence de l’effort normal de compression sur la capacité en déformation des poteaux en béton armé, de nombreux codes modernes de conception sismique donnent des limites supérieures de la force de compression sur les poteaux en béton armé sous forme d’un effort normal réduit sous combinaison de charge sismique.

Tableau 1– Condition de l’effort normal réduit dans les codes sismiques

	NZS 3101:2006	ACI 318-14	GB 50011	EC8	RPA 99- Version 2003
Formule ENR ⁽¹⁾	$\frac{N_0^*}{\phi N_{n,max}}$	$\frac{P_u}{P_0}$	$\frac{N_{C,C}}{f_{c,GB} A_g}$	$\frac{N_{Ed}}{f_{cd} A_c}$	$\frac{N_d}{f_{c28} B_c}$
Limite supérieure	0.7	$0.8\phi^{(2)}$	$\left\{ \begin{array}{l} 0.65 \text{ (Grade I)} \\ 0.75 \text{ (Grade II)} \\ 0.85 \text{ (Grade III)} \\ 0.90 \text{ (Grade IV)} \end{array} \right. \quad \text{^{(3)}}$	$\left\{ \begin{array}{l} 0.55 \text{ (DCH)} \\ 0.65 \text{ (DCM)} \\ - \text{ (DCL)} \end{array} \right.$	0.3
Combinaison	$N_0^* = G + \psi_E Q + E$ avec $\psi_E \leq 1^{(4)}$	La plus défavorable ⁽⁵⁾	$N_{C,C} = 1.2(G + r_d Q)$ avec $r_d \leq 1$	$N_{Ed} = G + \psi_2 Q + E$ avec $\psi_2 \leq 1^{(4)}$	N_d de calcul ⁽⁶⁾
ENR re- normalisé pour f'_c	$\frac{N_0^*}{f'_c A_g}$	$\frac{P_u}{f'_c A_g}$	$\frac{N_{C,C}}{f'_c A_g}$	$\frac{N_{Ed}}{f'_c A_g}$	$\frac{N_d}{f'_c A_g}$
ENR re- normalisé	$0.5 \sim 0.85^{(7)}$	$0.5 \sim 0.9^{(7)}$	$\left\{ \begin{array}{l} 0.37 \text{ (Gr. I)} \\ 0.42 \text{ (Gr. II)} \\ 0.48 \text{ (Gr. III)} \\ 0.51 \text{ (Gr. IV)} \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 0.37 \text{ (DCH)} \\ 0.43 \text{ (DCM)} \\ - \text{ (DCL)} \end{array} \right.$	0.3

⁽¹⁾ENR: Effort Normal Réduit.

⁽²⁾La limite du ACI est celle donné par l’effort normal résistant de dimensionnement. Cependant, la version révisée de 2014 stipule que pour $P_u/P_0 \geq 0.3$, des exigences supplémentaires sur la disposition des armatures transversales sont à respecter.

⁽³⁾Les Grades de I à IV du règlement GB 50011 correspondent plus au moins aux classes de ductilité de l’EC8

⁽⁴⁾ ψ_E et ψ_2 sont égale à 0.3 pour les bâtiments à usage d’habitation ou de bureaux.

⁽⁵⁾ P_u doit être la plus grande valeur en compression conformément aux combinaisons de charges factorisées, y compris E.

⁽⁶⁾Les RPA99Ver. 2003 stipulent que N_d est l’effort normal de calcul s’exerçant sur la section de béton sans donnés de combinaison précise.

⁽⁷⁾Les limites du NZS et ACI dépendent des valeurs du facteur de réduction de résistance ϕ , du ratio des armatures longitudinales ρ_L et du rapport entre limite d’élasticité des armatures et la résistance à la compression du béton f_y/f'_c . Les valeurs limites de l’effort normal réduit sont données pour des valeurs typiques de ces derniers variables.

Le tableau 1 présente une comparaison de la condition de l'effort normal réduit entre différents règlements sismiques : Le code de la Nouvelle Zélande NZS 3101 : 2006 [37], le code américain ACI 318-2014, le code chinois GB 50011-2010 [38], le code européen Eurocode 8, et le règlement algérien RPA 99 Version 2003. Il est noté que les limites du NZS et ACI dépendent des valeurs du facteur de réduction de résistance ϕ , du ratio des armatures longitudinales ρ_L et du rapport entre limite d'élasticité des armatures et la résistance à la compression du béton f_y/f'_c . Dans le tableau 1, les formules de l'effort normal réduit sont re-normalisées par rapport à la contrainte caractéristique de compression f'_c , afin de permettre une comparaison directe. Il est montré dans le tableau que la vérification de la condition de l'effort normal réduit est faite sous combinaison sismique qui tient compte de l'effet dynamique sur la réduction de la charge d'exploitation Q . Les RPA99 - Version 2003 stipulent que N_d est l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton, mais ne donnent pas de combinaison de calcul de cet effort. Cela laisse sous-entendre que N_d est l'effort normal correspondant à la combinaison la plus défavorable y compris les combinaisons de calcul de l'état limite ultime. Il est remarqué aussi que la limite de l'effort normal réduit des RPA99 - Version 2003, semble être la plus pénalisante en comparaison aux autres codes sismiques.

Il est signalé aussi que les codes sismiques cités dans le tableau 1, à l'exception des RPA 99 - Version 2003, donnent aussi des limites de l'effort normal réduit pour les voiles de contreventement en béton armé qui doivent être vérifiés au même titre que pour les poteaux.

7 Sur la prise en compte de la fissuration des éléments fléchis en béton armé

Pour une analyse dynamique linéaire des structures, il est nécessaire de tenir compte des effets de la fissuration du béton sur la rigidité flexionnelle des éléments résistants du système structurel pour la détermination des efforts internes dans les structures hyperstatiques, ainsi que pour la détermination des périodes de vibrations et des déplacements latéraux. Cela peut être assuré généralement par l'utilisation de l'inertie effective de la section fissurée prise comme une fraction de l'inertie de la section non fissurée. L'EC8, par exemple, préconise des coefficients de réduction de l'ordre de 0.5~0.7 selon le type d'éléments (poteau, poutre, ..) et le type de comportement (flexion, cisaillement, ..). De même, les règlements américain ou Néozélandais, donnent aussi des coefficients de réductions de l'ordre de 0.4~0.8. Cependant, les RPA 99 - Version 2003 exigent en général un calcul en considérant les sections non fissurées. Il est vrai que la non-prise de la fissuration dans le calcul dynamique va dans le sens de la sécurité pour la détermination des efforts sismiques. Cependant, cela peut conduire à une sous-estimation des valeurs des déplacements latéraux. Dans les RPA, l'exception est faite pour le cas où les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement. Cependant, les RPA 99 - Version 2003 ne donnent pas d'indication sur ces valeurs des coefficients de comportement et les systèmes structurels concernés, mais surtout il n'est pas donné la manière de prise en compte de la fissuration et les valeurs de réduction de la rigidité pour les différents types d'éléments structurels. Il est donc nécessaire, pour la future révision des RPA, de définir les coefficients de réduction de la rigidité pour les différents types d'éléments résistants.

8 Conclusion

Le présent article présente une réflexion et des propositions de modification sur certains articles des RPA 99 -Version 2003.

Le principe de l'interaction voile-portique ainsi que le principe du dimensionnement des portiques pour reprendre 25% de l'effort tranchant de l'étage dans les systèmes mixtes ont été clarifiés. De plus, un organigramme simple est proposé pour la classification entre les systèmes de contreventement de type 2, 4a et 4b.

La méthode de combinaison modale des RPA 99 - Version 2003 présente l'anomalie de considérer une corrélation parfaite même pour des rapports de périodes entre modes adjacents de l'ordre de 50% à 70%. Il est donc proposé d'utiliser la combinaison CQC lorsqu'une certaine corrélation existe entre les modes au lieu de supposer une corrélation parfaite.

Des éclaircissements ont été apportés sur la condition de la période analytique qui doit être calée par rapport à la période empirique, une mauvaise-pratique liée à une fausse interprétation de cette condition a été cernée, et une proposition a été aussi faite sur le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base.

Les RPA 99-Version 2003 ne donnent pas une méthode détaillée pour le dimensionnement des voiles en béton armé, et sa philosophie de dimensionnement s'articule sur l'approche « multi-fusible » qui est particulièrement adaptée pour les

bâtiments en zone de faible à moyenne sismicité. Une proposition orientée vers l'approche « mono-fusible » est présentée pour une future révision des RPA sur la base des codes européen et américain.

Il est proposé de revoir la valeur limite de l'effort normal réduit des RPA 99 - Version 2003, et de calculer l'effort normal de compression de vérification sous la combinaison sismique $G+\beta Q+E$.

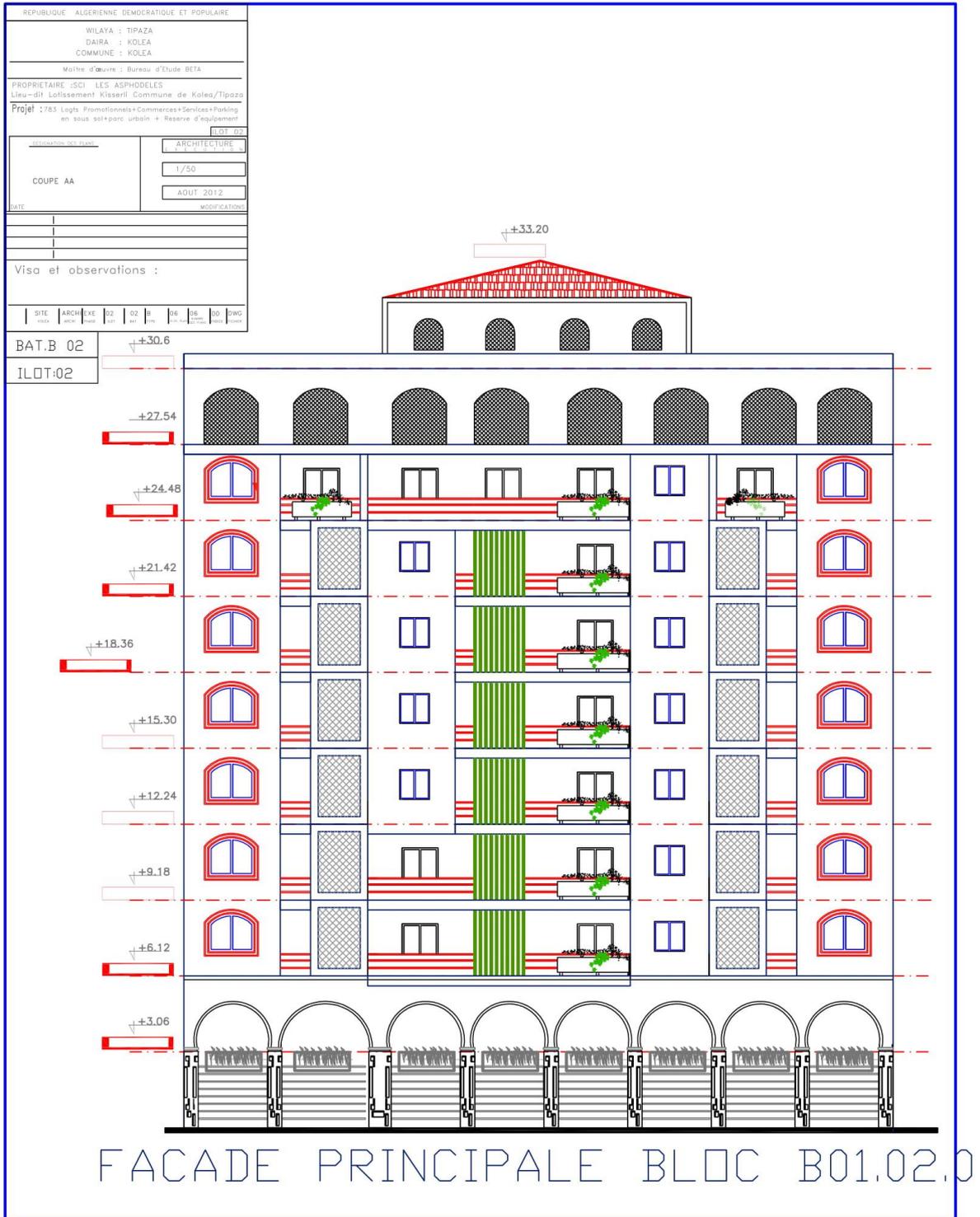
REFERENCES

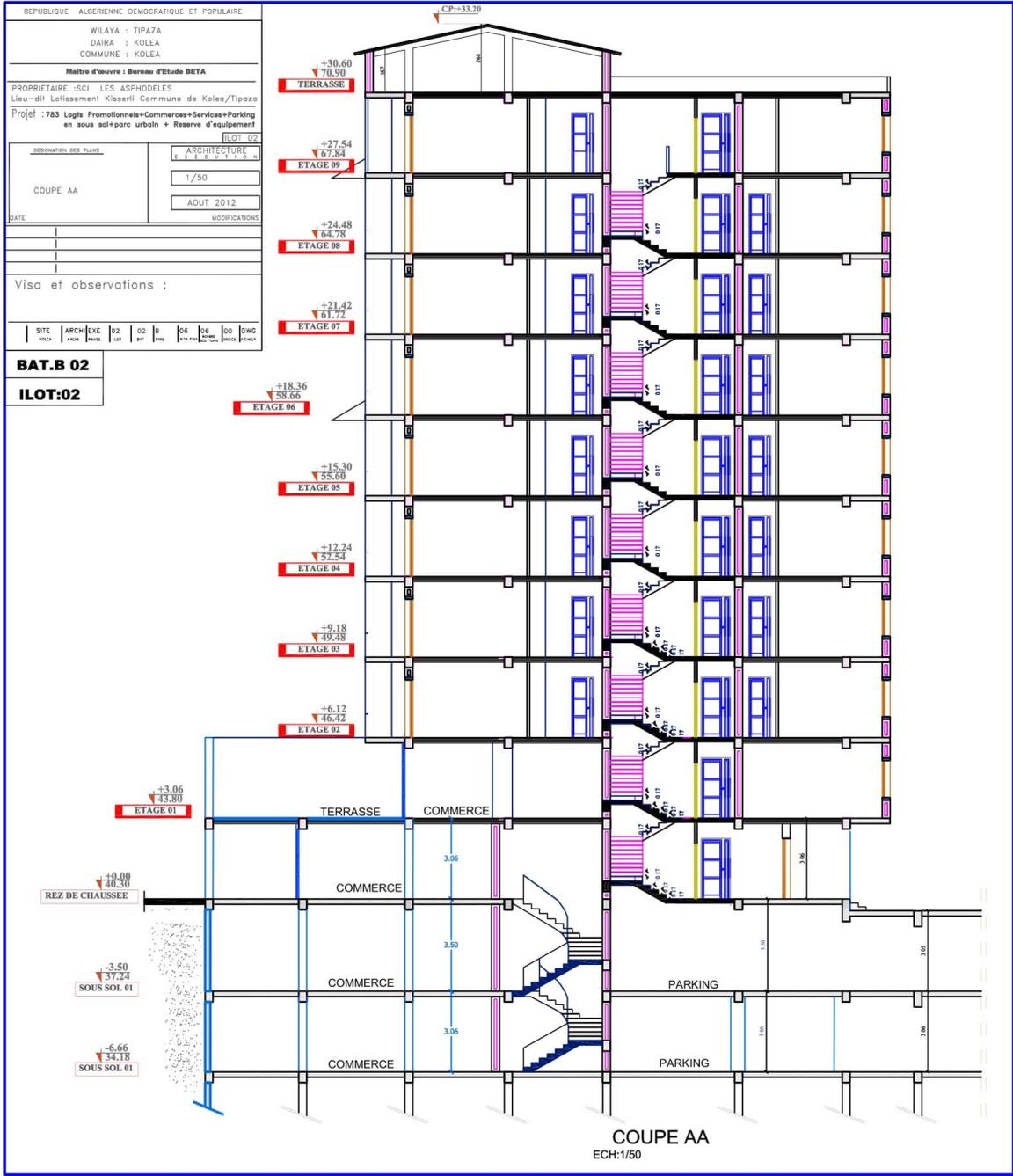
- [1]- Ministère de l'Habitat et de la Construction, Règles Parasismiques Algériennes RPA81, 1981.
- [2]- Ministère de l'Habitat et de la Construction, Règles Parasismiques Algériennes RPA81 version 1983, 1983.
- [3]- Ministère de l'Habitat et de la Construction, Règles Parasismiques Algériennes RPA 88, Edition CGS, 1988.
- [4]- Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, Règles Parasismiques Algériennes RPA 99, Edition CGS, 2000.
- [5]- Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003, Edition CGS, 2000.
- [6]- International Congress of Building Officials, Uniform Building Code UBC 97, Whittier, C. A., 1997.
- [7]- American Society of Civil Engineers, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. ASCE/SEI Standard 7-10, 2010. doi:10.1061/9780784412916
- [8]- Federal Emergency Management Agency, NEHRP Recommended Provisions: Design Examples (FEMA 451), August 2006.
- [9]- J.L. Humar, Design for Seismic Torsional Forces. *Can. J. Civ. Eng.* 11(2): 150-163, 1984. doi:10.1139/l84-027
- [10]- A.K. Gupta, Response Spectrum Method in Seismic Analysis and Design of Structures. Blackwell Scientific, Cambridge, Mass, 1990
- [11]- A.D. Kiureghian, A Response Spectrum Method for Random Vibration Analysis of MDF Systems. *Earthquake Eng. Struct. Dyn.* 9(5) (1981) 419-435. doi:10.1002/eqe.4290090503
- [12]- NF P06-013 : Règles de construction parasismique - Règles PS applicables aux bâtiments, dites règles PS 92, AFNOR, 1995.
- [13]- British Standard BS EN 1998-1: 2004, Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance. Part I: general rules, seismic actions and rules for buildings. 2004.
- [14]- A.J. Carr, Dynamic analysis of structures. *B. New Zeal. Natl. Soc. Earthq. Eng.* 27(2) (1994) 129–146.
- [15]- R.K. Goel, A.K. Chopra, Period Formulas for Moment-Resisting Frame Buildings. *J. Struct. Eng.* 123(11) (1997) 1454-1461. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123:11(1454)
- [16]- A.K. Chopra, R.K. Goel, Building Period Formulas for Estimating Seismic Displacements. *Earthquake Spectra* 16(2) (2000) 533-536. doi:10.1193/1.1586125
- [17]- I. Rhee, Seismic Response Analysis of Lightly Reinforced Concrete Shear Walls. *Int. J. Railway* 3(2) (2010)73-82.
- [18]- K. Galal, Modeling of Lightly Reinforced Concrete Walls Subjected to Near-Faults and Far-Field Earthquake Ground Motions. *Struct. Design Tall Spec. Build.* 17(2) (2008) 295–312. doi:10.1002/tal.354
- [19]- P. Bisch, A. Coin, The CAMUS 2000 research. In: *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering*, London, 2002.
- [20]- D. Combescure, F. Ragueneau, J. Mazars, CAMUS 2000 benchmark: experimental results and specifications to the participants. Report CEA/SEMT/EMSI/RT/02-067/A, Commissariat de L'énergie Atomique, 2002.
- [21]- American Concrete Institute ACI 318-14, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14). Farmington Hills, MI: ACI, 2014.
- [22]- J.W. Wallace, K. Orakcal, ACI 318-99 Provisions for Seismic Design of Structural Walls. *ACI Struct. J.* 99(4) (2002)499-508. doi:10.14359/12119
- [23]- A. Bohl, P. Adebar, Plastic Hinge Lengths in High-Rise Concrete Shear Walls. *ACI Struct. J.* 108(2) (2011)148-157. doi:10.14359/51664249
- [24]- J.W. Wallace, Behavior, design, and modeling of structural walls and coupling beams - lessons from recent laboratory tests and earthquakes. *Int. J. Concrete Struct. Mater.* 6(1) (2012) 3-18. doi:10.1007/s40069-012-0001-4.
- [25]- J.W. Wallace, L.M. Massone, P. Bonelli, J. Dragovich, R. Lagos, C. Lüders, J. Moehle, Damage and implications for seismic design of RC structural wall buildings. *Earthquake Spectra* 28(S1) (2012) S281-S299. doi:10.1193/1.4000047
- [26]- B. Westenenk, J.C. Llera, J.J. Besa, R. Jünemann, J. Moehle, C. Lüders, J.A. Inaudi, K.J. Elwood, S.J. Hwang,

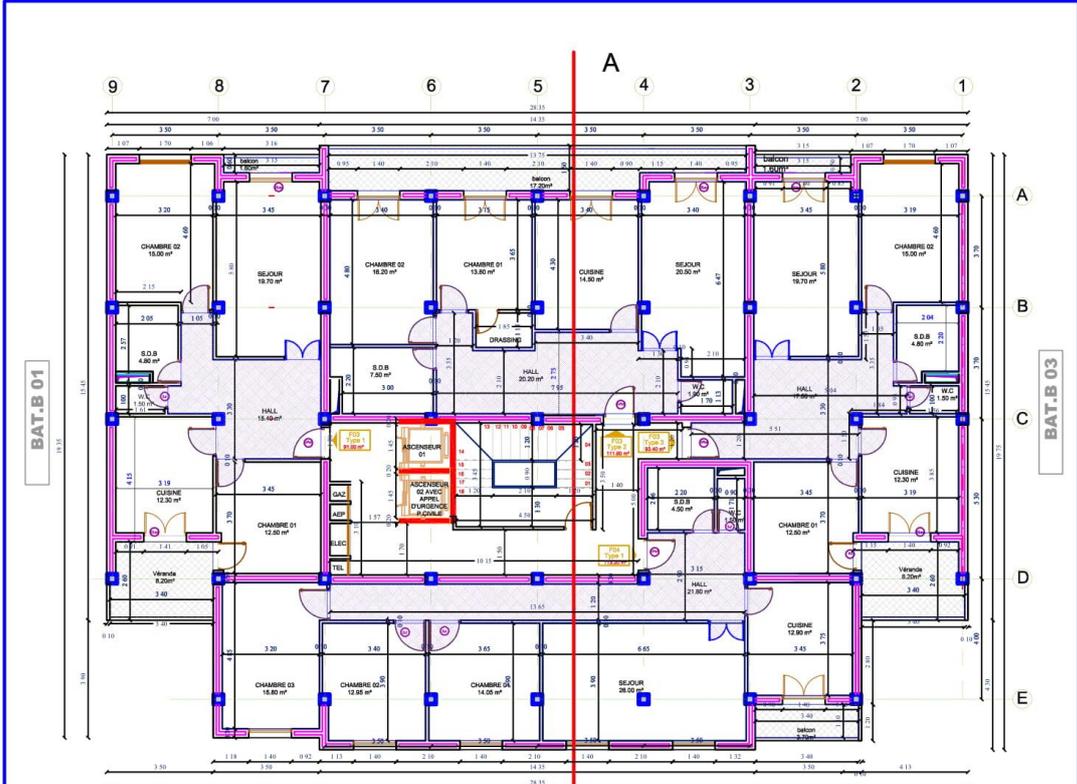
- Response of reinforced concrete buildings in concepción during the Maule earthquake. *Earthquake Spectra* 28(S1) (2012) S257-S280. doi:10.1193/1.4000037
- [27]- R. Taleb, S. Kono, M. Tani, M. Sakashita, Effects of end regions confinement on seismic performance of RC cantilever walls. In: *Proceedings of the 10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Anchorage, July 2014.
- [28]- R. Taleb, M. Tani, S. Kono, Performance of Confined Boundary Regions of RC Walls under Cyclic Reversal Loadings. *J. Adv. Concrete Technol.* 14(4) (2016) 108-124. doi:10.3151/jact.14.108
- [29]- E. Yuniarsyah, S. Kono, M. Tani, R. Taleb, K. Sugimoto, T. Mukai, Damage Evaluation of Lightly RC Walls in Moment Resisting Frames under Seismic Loading. *Eng. Struct.* 132(1) (2017) 349-371. doi:10.1016/j.engstruct.2016.11.047
- [30]- S. Takahashi, K. Yoshida, T. Ichinose, Y. Sanada, K. Matsumoto, H. Fukuyama, H. Suwada, Flexural Drift Capacity of Reinforced Concrete Wall with Limited Confinement, *ACI Struct. J.* 110(1) (2013) 95-104. doi:10.14359/51684333
- [31]- T.A. Tran, J.W. Wallace, Cyclic Testing of Moderate-Aspect-Ratio Reinforced Concrete Structural Walls. *ACI Struct. J.* 112(6) (2015) 653-666. doi:10.14359/51687907
- [32]- O.A. El-Azizy, M.T. Shedid, W.W. El-Dakhkhni, R.G. Drysdale, Experimental evaluation of the seismic performance of reinforced concrete structural walls with different end configurations, *Eng. Struct.* 101(2015) 246-263. doi:10.1016/j.engstruct.2015.06.042
- [33]- American Concrete Institute ACI 318-11, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary (ACI 318R-11)*. Farmington Hills, MI: ACI, 2011.
- [34]- R. Park, Ductile design approach for reinforced concrete frames. *Earthquake Spectra*, 2(3) (1986) 565–619. doi:10.1193/1.1585398
- [35]- M.J.N. Priestley, G.M. Calvi, M.J. Kowalsky, *Displacement-based seismic design of structures*. Instituto Universitario di Studi Superiori, IUSS Press, 2007.
- [36]- T.Y.P. Yuen, J.S. Kuang, D.Y.B. Ho, Ductility design of RC columns. Part 1: consideration of axial compression ratio. *HKIE Transactions* 23(4) (2016) 230-244. doi:10.1080/1023697X.2016.1232179
- [37]- Standards New Zealand (SNZ). *Concrete structure standard-the design of concrete structures incorporating amendment No. 1 & 2 (NZS 3101: Part 1:2006-A1&A2)*. Wellington, New Zealand: SNZ, 2006.
- [38]- National Standard of the People's Republic of China, *Code for seismic design of buildings (GB 50011-2010)*. China Architecture & Building Press, Beijing, 2010.

Plans

Annexe 8 Plan architectural







VUE EN PLAN ETAGE COURANT

ECH:1/50

A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA : TIPAZA	
DAIRA : KOLEA	
COMMUNE : KOLEA	
Maitre d'œuvre : Bureau d'Etude BETA	
PROPRIETAIRE :SCI LES ASPHODELES	
Lieu-dit Lelissement Kisserli Commune de Kolea/Tipaza	
Projet : 783 Logis Promotionnels+Commerces+Services+Parking en sous sol+parc urbain + Reserve d'equipement	
DESIGNATION DES PLANS	LILOT 02
VUE EN PLAN ETAGE COURANT	ARCHITECTURE
DATE	1/50
	MODIFICATIONS
Visa et observations :	
SITE	ARCHI
EXE	02
02	02
B	04
06	00
DWG	

