

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

Université A. MIRA de Bejaïa
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

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

Thème :

Étude d'un bâtiment en béton arme (R+8) à usage D'habitation et commercial contreventé par un système mixte «voile-portique».

Réalisé par :

- M^r AKLI LYAMINE
- M^r TIZERARINE ABDESLAM

promoteur :

M^r F. HOUARI

Membres de jury :

M^r N. BELHAMDI
M^{Mme} BERRAH

Promotion: 2019-2020

Remerciements

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

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur M^r F.Houari. Pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemine de travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de juger ce travail.

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

Abdeslam et Lyamine

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À la mémoire de mon cher père

À ma mère qui m'a toujours encouragé dans la voie que j'ai choisie et qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie.

À mes très chers frères : Rabah, Belaid , Karim, H'mimi, et Hakim.

À ma très chère sœur Ghania

À toute la famille akli

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

À mon encadreur bien sûr : " Mr Houari " qui a fait tout son possible pour nous aider.

À tout la promotion de Génie Civil 2020.



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

Mes très chers parents qui m'ont beaucoup aidés et qui se sont sacrifiés pour mon bien et qui m'ont encouragé et donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance et soutenu le long de ma vie et durant mon cursus merci infiniment parents ;

A la mémoire de mes très chers grands parents

A ma très chères sœurs, RIMA

A mon frère, KHALED

A toute la famille "TIZERARINE".

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

A mon encadreur bien sûr : " Mr F. HOUARI" qui a fait tout son possible pour nous aider.

A tout la promotion de Génie Civil 2020.



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

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

ev : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

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

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

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

Δf_{t adm} : la flèche admissible.

G : Action permanente.

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

ht : hauteur totale du plancher.

h₀ : épaisseur de la dalle de compression.

he : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

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

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

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

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

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

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

M_j : Moment correspondant à j .

M_g : Moment correspondant à g .

M_q : Moment correspondant à q .

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m^2).

St : Espacement des armatures.

V : Effort tranchant.

T_2 : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

X , Y et Z : Coordonnées en général.

b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

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

Symbole et notation

f_e : Limite d'élasticité.

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

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

h_t : hauteur total du radier (m).

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

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poison

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

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

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

q : chargement KN/ml..

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

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

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

Liste des figures

Figure I.1 : Vue en élévation de la structure.....	02
Figure I.2 : Diagramme des contraintes-déformations de béton.....	07
Figure II.1 : Plan de disposition des poutrelles RDC.....	10
Figure II.2 : Plan de disposition des poutrelles étage 1 à 7.....	11
Figure II.3 : Plan de disposition des poutrelles terrasse inaccessible	11
Figure II.4 : Plancher à corps creux.....	12
Figure II.5 : Coupe transversale d'une poutrelle.....	12
Figure II.6 : Schéma statique de la poutrelle T7 (étage courant à corps creux).....	16
Figure II.7 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	27
Figure II.8 : Section de la dalle pleine coupe A-A	28
Figure II.9 : Section de la dalle pleine	28
Figure II.10 : Schéma de ferrailage du balcon type N°1.....	31
Figure II.11 : Panneau dalle sur 4 appuis.....	31
Figure II.12 : Section de la dalle plein à ferrailer.....	32
Figure II.13 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.....	34
Figure II.14 : Schéma d'un escalier.....	34
Figure II.15 : Escalier de type (01).....	35
Figure II.16 : Vue en plan de l'escalier type (02).....	36
Figure II.17 : Schéma statique de la volée 02.....	36
Figure II.18 : Schéma statique de l'escalier (la partie AB).....	38
Figure II.19 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 2.....	41
Figure II.20 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	45
Figure II.21 : Schéma de l'Acrotère.....	45
Figure II.22 : Les Sollicitations sur l'acrotère.....	46
Figure II.23 : Schéma statique de l'acrotère.....	48
Figure II.24 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	50
Figure II.25 : Cage d'ascenseur.....	51
Figure II.26 : Schéma représentant la surface d'impact.....	52
Figure II.27 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessus de l'ascenseur.....	55
Figure II.28 : Schéma statique de la poutre chaînage.....	56
Figure II.29 : Schéma de ferrailage de la Poutre chaînage.....	58
Figure II.30 : Coupe verticale d'un voile.....	58
Figure II.31 : Les poteaux les plus sollicités.....	60
Figure II.32 : Surface afférente de poteau C6.....	61
Figure III.01 : Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS 2016.....	66
Figure III.02 : Spectre de réponse.....	71
Figure III.03 : Disposition des voiles de contreventement plan RDC.....	71
Figure IV.01 : Zone nodale.....	81
Figure IV.02 : poteau le plus sollicite.....	83
Figure IV.03 : Section d'un poteau.....	88
Figure IV.04 : Ferrailage des sections des poteaux.....	90
Figure IV.05 : Les moments dans la zone nodale.....	97
Figure IV.06 : Exemple de dispositions constructives de la poutre principale.....	98
Figure IV.07 : Schéma d'un voile pleine.....	100
Figure IV.08 : Les voiles les plus sollicités RDC.....	102
Figure IV.09 : Schéma de ferrailage du voile $Vy_6 = 1,40m$ (RDC+ etage1).....	108
Figure V.01 : Vue d'une semelle isolée.....	110
Figure V.02 : Semelle filante.....	111
Figure V.03 : Dimension du radier.....	112

Liste des figures

Figure V.04 : Zone de contact poteau-radier.....	112
Figure V.05 : Panneau sur quatre appuis.....	116
Figure V.06 : Schéma de ferrailage de radier.....	118
Figure V.07 : Les linges de ruptures.....	119
Figure V.08 : sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.....	120
Figure V.09 : sollicitations sur les nervures dans le sens x-x.....	121

Liste des tableaux

Tableau II.1: Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.....	12
Tableau II.2: Évaluation des charges du plancher terrasse accessible.....	13
Tableau II.3: Évaluation des charges du plancher étage courant.....	13
Tableau II.4: Schéma statique des différentes poutrelles.....	14
Tableau II.5: Les différentes méthodes adoptées pour calcul des poutrelles.....	15
Tableau II.6: Chargements sur les poutrelles.....	15
Tableau II.7 : Sollicitation maximale dans les poutrelles des différents planchers.....	18
Tableau II.8 : Vérification au cisaillement.....	21
Tableau II.9 : Ferrailage des différents types de poutrelles.....	21
Tableau II. 10:Vérification des états limites de compression du béton.....	24
Tableau II.11:Evaluation de la flèche terrasse accessible	25
Tableau II.12: de la flèche terra inaccessible	25
Tableau II.13: Les schémas de ferrailage des poutrelles.....	26
Tableau II.14:Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.....	28
Tableau II.15:Évaluation des charges du plancher terrasse accessible.....	28
Tableau II.16:Evaluation des charges du plancher courant.	29
Tableau II.17:Evaluation des charges du balcon.	29
Tableau II.18:Résultats de ferrailage du 1er type de dalle.....	30
Tableau II.19:Calcul des sollicitations 2 ^{eme} type de dalle.....	32
Tableau II.20:Ferrailage de dalles sur 4 appuis.	32
Tableau II.21:Vérification des états limites de compression du béton.....	33
Tableau II.22:Vérification de la flèche 2 ^{eme} type de dalle.....	34
Tableau II.23:Les dimensions des 2 types d'escaliers	37
Tableau II.24:Evaluation des charges sur la volée.	37
Tableau II.25:Evaluation des charges du palier.	38
Tableau II.26:Résultats des ferrailages des volées de l'étage courant.....	39
Tableau II.27:Evaluation de la flèche dans la partie de l'escalier.....	41
Tableau II.28: Calcul des armatures.....	42
Tableau II.29: Vérification de la condition de non fragilité	42
Tableau II.30: Vérification des contraintes du béton	45
Tableau II.31:Evaluation des charges verticales.....	46
Tableau II.32:Combinaisons d'actions de l'acrotère.....	47
Tableau II.33:Les sollicitations sous charge concentrée.....	53
Tableau II.34:Evaluation des moments sous charge répartie.....	53
Tableau II.35:La Superposition des moments sous charges réparties.....	53
Tableau II.36:Les moments corrigés charges réparties.....	53
Tableau II.37:Tableau des ferrailages de la dalle.....	54
Tableau II.38:Tableau de vérification des contraintes.....	54
Tableau II.39:Pré dimensionnement de différentes poutres.	55
Tableau II.40:Ferrailage longitudinales de la poutre de chainage.....	57
Tableau II.41:Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre chainage..	57
Tableau II.42:Le différent dimensionnement des voiles.....	58
Tableau II.43:Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour les poteaux.....	59
Tableau II.44:Evaluation des charges dans les murs extérieurs.....	59
Tableau II.45:Poids propre des poteaux.....	60
Tableau II.46:La descente de charge du poteau rectangulaire.....	62
Tableau II.47:Récapitulation des résultats des poteaux les plus sollicités.....	64
Tableau II.48:Vérification au flambement des poteaux.....	65
Tableau III.1: Valeurs des pénalités P_q	68

Liste des tableaux

Tableau III.2:Périodes et taux de participation massique pour chaque mode.....	72
Tableau III.3:Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	73
Tableau III.4:Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	74
Tableau III.5:Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	75
Tableau III.6:Les efforts tranchants de tous les niveaux.....	76
Tableau III.7:Vérification de l'effort normal réduit.....	77
Tableau III.8:Vérification des déplacements.....	77
Tableau III.9:Calcul du poids des planchers.....	78
Tableau III.10:Vérification à L'effet P- Δ	79
Tableau III.11:dimensions finales des éléments structuraux.....	80
Tableau IV.1:Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	82
Tableau IV.2:Les sollicitations dans le poteau le plus sollicité C42.....	83
Tableau IV.3:Excentricité totale et la correction de moment	84
Tableau IV.4:Armatures longitudinale dans les poteaux.....	85
Tableau IV.5:Armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	86
Tableau IV.6:Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.....	87
Tableau IV.7:Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.....	88
Tableau IV.8:Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.....	89
Tableau IV.9:Ferraillage des sections des poteaux.....	90
Tableau IV.10:Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/2003..	92
Tableau IV.11:Les sollicitations les plus défavorables.....	93
Tableau IV.12:Les efforts tranchants maximal dans la poutre.....	93
Tableau IV.13:Armatures longitudinales dans les poutres.....	94
Tableau.IV.14:Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	95
Tableau IV.15:Vérification de la contrainte tangentielle.....	96
Tableau IV.16:Vérification la contrainte limite de béton.....	96
Tableau IV.17:Moments résistants dans les poteaux.....	97
Tableau IV.18:Moments résistants dans les poutres.....	97
Tableau IV.19:Vérification de la zone nodale.....	98
Tableau IV.20:Schéma de ferraillage des poutres principales et secondaires	98
Tableau IV.21:Sollicitations maximales dans le voile le plus sollicité $V_{x4}=1,40m$	102
Tableau IV.22:Excentricité totale et la correction des moments dans sollicité V_{x4}	103
Tableau IV.23:Sollicitations maximales dans le voile le plus sollicité $V_{x2}=1,50 m$	103
Tableau IV.24:Sollicitations maximales dans le voile le plus sollicité $V_{y6}=1,40 m$	104
Tableau IV.25:Ferraillage du voile $V_{x4}=1,4m$	105
Tableau IV.26:Ferraillage du voile $V_{x2}=1,5m$	106
Tableau IV.27:Ferraillage du voile $V_{y6}=1,4m$	107
Tableau V.1:les charges sur semelle filante.....	111
Tableau V.2:Forces localisées poinçonnement.....	113
Tableau V.3:les Réactions à la base	113
Tableau V.4:la stabilité au renversement	115
Tableau V.5:Ferraillage du radier.....	117
Tableau V.6:Vérifications des contraintes dans le béton et l'acier.....	118
Tableau V.7:les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.....	118
Tableau V.8:Sollicitations de la nervure dans le sens y-y.....	120
Tableau V.9:Sollicitations de la nervure dans le sens x-x.....	121
Tableau V.10:Sollicitations à l'ELU.....	121
Tableau V.11:Sollicitations à l'ELS.....	122
Tableau V.12:Résumé des résultats du ferraillage des nervures.....	122
Tableau V.13:Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	123

Liste des tableaux

Tableau V.14:Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.....	123
---	-----

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction.....	01
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	01
I.3. Caractéristiques de la structure.....	01
I.4. Actions et sollicitations	02
I.5. Caractéristiques des matériaux	03
I.6. Règlementation et normes utilisées.....	03
I.7. Hypothèses de calcul.....	04
I.8. Caractéristiques des matériaux utilisés.....	04
I.9. Caractéristiques mécaniques du béton.....	05
I.10. Actions et sollicitations.....	08
I.11. Conclusion.....	08

Chapitre II : Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire

II.1. Introduction	10
II.2. Disposition des poutrelles	10
II.3. Les planchers	11
II 4. Dalles pleines	27
II.5. Etude des escaliers	34
II.6. Etude de l'acrotère	45
II.7. Etude de l'ascenseur	51
II.8. Etude des poutres	55
II.9. Etude de la poutre de chaînage	56
II.10. Les voiles	58
II.11. Les Poteaux.....	59
II.12. Conclusion.....	65

Chapitre III : Etude sismique de l'ouvrage

III.1. Introduction	66
III.2. Modélisation de la structure	66
III.3. Méthode de calcul	67
III.4. Calcul de l'effort tranchant statique totale à la base (V_{st})	67
III.5. Spectre de réponse de calcul	70
III.6. Disposition des voiles de contreventement	71
III.7. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnés par ETABS	71
III.8. CONCLUSION	78

Chapitre IV: Etude des éléments structuraux

IV.1. Introduction	79
IV.2. Etude des poteaux	79
IV.3. Etude des poutres.....	89
IV.4. Étude des voiles	96
IV.5. Conclusion.....	106

Chapitre V : Etude de l'Infrastructure

V.1. Introduction	107
V.2. Etude des fondations	108
V.3. Ferrailage du radier général	115
V.4. Ferrailage des nervures	117
V.5. Conclusion.....	123

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant les différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité du public, en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparition aléatoire. Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment (R+8) à usage d'habitation, et logements d'habitations aux autres niveaux. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques), qu'il est situé en zone IIa et qu'il dépasse les 14 mètres de hauteur.

Notre étude consiste à répondre aux principales problématiques suivantes :

- Quelle est la disposition meilleure des voiles pour avoir un bon comportement ?
- Quelles sont les différentes contraintes auxquelles l'ingénieur est confronté ?
- Quel est le type de fondation qui convient à notre structure ?

Pour répondre à ces questions, on a jugé utile de fonder notre travail en cinq chapitres, dont les deux premiers chapitres consistent à la présentation du projet et les hypothèses de calcul, en plus le pré-dimensionnement et calcul des éléments secondaires, dans le chapitre trois nous allons nous intéresser à la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses dispositions des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003). Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ETABSV16. Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre quatre. En dernier lieu, le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du cinquième chapitre.

Chapitre I

I : Généralités

I.1 : Introduction

L'étude génie civile d'une structure donnée nécessite la connaissance d'un certain nombre de données concernant l'ouvrage lui-même, à savoir sa destination, son importance, son architecture, sa géométrie, etc. Aussi il est nécessaire de connaître son environnement : le site d'implantation, topographie, géotechnique, ainsi que la zone sismique de la région... L'ingénieur doit avoir des connaissances sur les matériaux qui seront utilisés pour la réalisation de l'ouvrage.

L'ingénieur en génie civil doit prendre en considération dans l'étude les règles de constructions en vigueur, tout en tenant compte à la fois le facteur sécuritaire et économique. Pour cela il doit avoir des connaissances de base sur lesquelles il va s'appuyer. Dans ce chapitre, nous allons vous présenter l'ouvrage étudié, les matériaux et les règlements utilisés.

I.2 : Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui est sujet de ce travail, est un bâtiment en béton armé destiné à un usage multiple. Le bâtiment en question est constitué d'un Rez-de-chaussée qui sera destiné à un usage de commerces, et les 08 étages pour l'habitation.

Le bâtiment sera réalisé dans la ville de à BOUIRA dans le lieu-dit **CHAABA**.

I.3 : Caractéristiques de l'ouvrage

I.3.1 : Caractéristiques architecturales

Le bloc est constitué d'un rez-de-chaussée à usage commercial et les étages de 1 aux 8 étages à usage d'habitation. Les appartements du bâtiment sont de types F3 et F4 et F5.

Les dimensions en plan au niveau du RDC sont données sont:

La longueur $L_x = 29,5\text{m}$

La largeur $L_y = 23,00\text{m}$

La hauteur $H = 28,56\text{ m}$ (distribué comme suit : RDC de 4,08m de hauteur et 3,06m pour les autres étages).

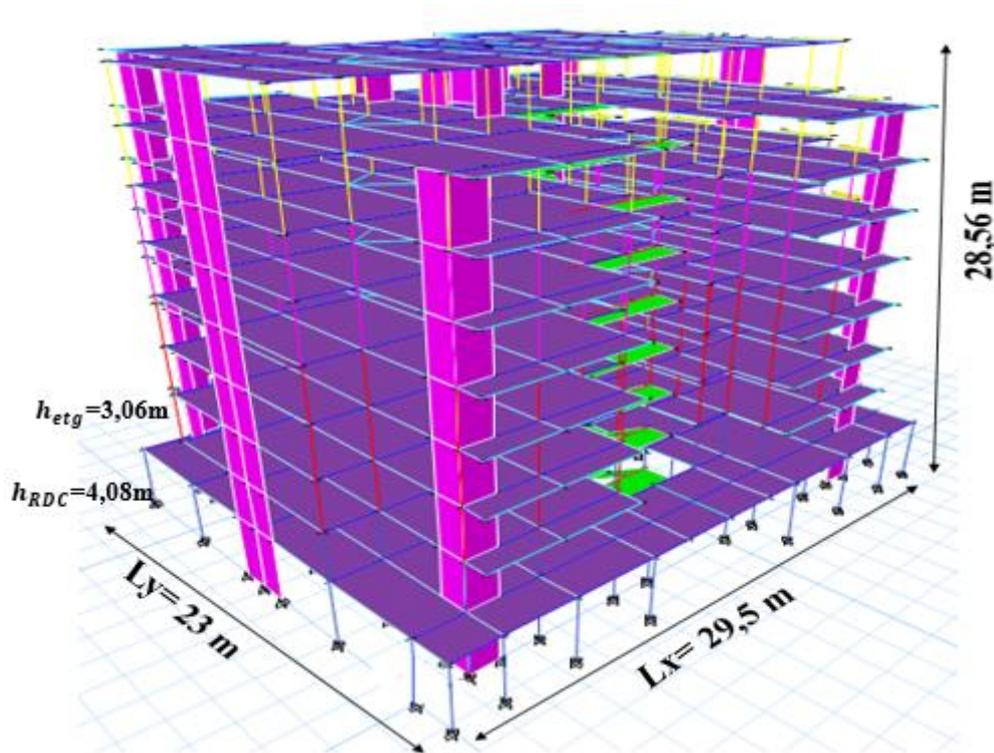


Figure I.1 : vue en élévation de la structure

I.4 : Description structurale

La structure étudiée sera réalisée par une ossature en béton armé, cette ossature sera constituée par des portiques poteaux-poutres et des voiles de contreventement en béton armé, et des, et des planchers qui constituent les diaphragmes. L'ensemble des cloisons de séparation sont des murs en maçonnerie (en briques et mortier) et les éléments non structuraux sont réalisés en béton armé.

Les portiques : dans notre cas les portiques sont constitués de poteaux et de poutres en béton armé dans les deux sens (xx, yy). Il y a selon le sens x 11 files, et selon le sens y 9 files ; la travée la plus longue selon le sens x est de 5.30m, et selon le sens y est de 5,5m.

Les voiles de contreventement : vu que la structure est de 28,56m de hauteur, alors selon le règlement parasismique algérien, elle doit être dotée d'un système de contreventement comprenant des voiles qui vont participer lors d'éventuels séismes. Le nombre de voiles et leurs dimensions seront donnés par l'étude dynamique du bâtiment.

Les planchers : constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.

Les maçonneries : sont les murs extérieurs qui seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30cm (15+5+10) séparées par une âme d'air de 5cm, et les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm.

Les éléments secondaires : ce sont les éléments qui ne participent pas dans le contreventement de la structure, ses éléments sont : l'escalier, l'acrotère, etc. ces éléments sont réalisés en béton armé de manière à être reliés au bâtiment sans se détacher lors d'un incident majeur et sans atteinte à la sécurité des usagers de cet ouvrage.

L'infrastructure : est constituée d'un ensemble d'éléments qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, et limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales appliquées à la structure. Ces éléments peuvent être des fondations superficielles ou profondes selon les cas.

I.5 : Données géotechnique du site

La structure qui fait l'objet de ce travail sera construite sur un site qui est constitué par des formations alluvionnaires argileuses plus ou moins caillouteuses à graveleuses. Les caractéristiques du sol peu compressible, moyennement gonflant de bonne compacité et moyennement à fortement plastique, données par le bureau d'étude sont résumées comme suit :

La structure qui fait l'objet de notre étude repose sur le sol d'où les caractéristiques suivantes :

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance : $\sigma_{adm} = 2.00 \text{ bars}$ à une profondeur de 2,20m
- La nature du sol est S₃ (site Meuble).

On propose un mode de fondation superficiel de type semelles filantes ou isolées.

I.6 : Règlementation et normes utilisées

- ❖ RPA99 /version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version 99.
- ❖ DTR BC2.33.2.

I.7 : Hypothèses de calcul

Les différents constituants de la structure seront dimensionnés aux états limites.

À l'état limite ultime (E L U), qui selon **CBA93 (Art A.4.3.2)** est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage et directement lié à la sécurité des personnes ; les phénomènes correspondants sont : l'état limite de l'équilibre statique, l'état limite de résistance de l'un des matériaux et l'état limite de stabilité de forme (flambement.).

Et à l'état limite de service (E.L.S.), qui est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage selon **CBA93 (Art A.4.5)**, les phénomènes correspondants sont : l'état limite d'ouverture des fissures, l'état limite de déformation (flèche maximale) et l'état limite de compression du béton.

I.8 : Caractéristiques des matériaux utilisés

Les éléments structuraux et non structuraux de la structure seront réalisés en béton armé, le béton sera confectionné en utilisant les matériaux locaux, et des aciers qui doivent correspondre à des caractéristiques mécaniques satisfaisantes.

I.8.1 : Béton

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement le dosage en ciment doit être compris entre 300-400Kg /m³ de béton mis en œuvre ; au-dessous de 300Kg/m³ les règles du BAEL 91 ne sont plus applicables. Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenues dans le béton est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsque le rapport E/C augmente le béton frais devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible.

I.8.2 : Aciers

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression.

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité, On distingue

Les treillis soudés : soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement de nuance FeE400 et FE235

Les barres de haute adhérence : Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

1. Caractéristiques mécaniques des aciers

➤ à E.L.U

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \varepsilon_s : \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s};$$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \rightarrow \text{situation durable} \\ 1,00 & \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases} \quad \varepsilon_s : \text{Allongement relatif}$$

E_s : Module d'élasticité longitudinale de l'acier = 210000 MPa.

$$\text{Pour le cas de ce projet : } \sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

➤ à E.L.S

- Cas de fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire
- Cas de fissuration préjudiciable on doit vérifier :

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, \max(240 \text{ Mpa}; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}})\right)$$

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration} \begin{cases} \eta = 1 & \text{poure l'acier (RL)} \\ \eta = 1,6 & \text{poure l'acier (HA)} \end{cases}$$

- Cas de fissuration très préjudiciable

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e, \max(200 \text{ Mpa}; 90 \sqrt{\eta \times f_{ij}})\right)$$

I. 9 : Caractéristiques mécaniques du béton

I.9.1 Résistance à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours ; notée f_{cj} . Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm du diamètre et de 32 cm de hauteur. D'après le (C.B.A. 93 Art : A.2.1.1.1), f_{cj} peut être calculé par les formules suivantes :

$$\text{Pour } j \leq 28 \text{ jours : } \begin{cases} \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j/(4,76 + 0,83j)]f_{c28} \\ \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j/(1,4 + 0,95j)]f_{c28} \end{cases}$$

Pour $28 < j < 60$ jours : $\Rightarrow f_{cj} = f_{c28}$, et Pour $j \geq 60$ jours : $\Rightarrow f_{cj} = 1,1f_{c28}$

Dans notre étude on adoptera pour $f_{c28} = 25$ MPa.

I.9.2 Résistance à la traction

D'après le (CBA. Art : A.2.1.1.2) La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée f_{tj} est donnée par : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}$, pour $f_{cj} \leq 60$ MPa, $f_{t28} = 2,1$ MPa.

I.9.3 Module de déformation longitudinale du béton : donné par le (CBA. Art : A.2.1.1.2)

a) A court terme E_{ij} :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \rightarrow T \leq 24h, f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,20 \text{ mPa}$$

b) A long terme E_{vj} :

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \Rightarrow E_{vj} = 10818,86 \text{ mPa} \rightarrow T > 24h$$

- Coefficient de poisson

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale avec : $\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{pour le calcul de déformation à l'ELS} \end{cases}$

(CBA Art A.2.1.3)

- Le module de déformation transversale du béton G :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)}$$

2.4. Diagramme contrainte déformation

- Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime

$$\text{Pour section rectangulaire : } \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ [mPa]}$$

Avec :

T : La durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

θ : Coefficient d'application. $\begin{cases} \theta = 1 : \text{Lorsque } T > 24\text{h} \\ \theta = 0.9 : \text{Lorsque } 1\text{h} \leq T \leq 24\text{h} \\ \theta = 0.8 : \text{Lorsque la durée probable d'application de la} \\ \text{combinaison d'action} < 1\text{h} \end{cases}$

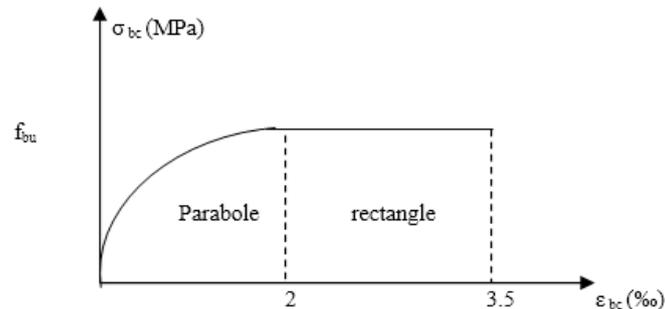


Figure I.2 : Diagramme des contraintes-déformations de béton

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \rightarrow \text{situation durable} \\ 1,15 & \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Dans notre :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 14,20 \text{ mPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \sigma_{bc} = 18,48 \text{ mPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

- La contrainte de compression ($\overline{\sigma}_{bc}$) à ELS
- (CBA 93 art. A.4.5.2)

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ mPa}$$

- La contrainte de cisaillement

Elle est limitée par $\tau < \tau_{adm}$.

- Cas de fissuration peu nuisible

$$\overline{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,20}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ mPa}\right)$$

$$\begin{cases} \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ mPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \overline{\tau}_u = 4,34 \text{ mPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

- **Cas de fissuration nuisible ou très nuisible**

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ mPa}\right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ mPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ mPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{array} \right.$$

I.10 : Actions et sollicitations

Selon le C.B.A.93. article A3.1.1 Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure, elles proviennent à partir des charges permanentes, des charges d'exploitations, et des charges climatiques, on distingue :

Les actions permanentes (G) : sont celles dont la variation dans le temps est négligeable ; elles comprennent : le poids propre de la structure, le poids des cloisons, revêtements et superstructures fixes, le poids et poussées des terres ou les pressions des liquides, et les déformations imposées à la structure.

Les actions variables (Q) : 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), et les effets thermiques.

Les actions accidentelles (FA) : ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisent rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer : les chocs, les séismes (E), les explosions, les feux...

Selon le CBA93 article A3.1.1 les sollicitations de calcul sont des efforts (normaux et tranchants) et des moments (de flexions et de torsions).

Combinaisons d'actions :

Combinaisons d'actions données par le RPA 99/version 2003 :

Situations durables : ELU : $1,35 \times G + 1,5 \times Q$; ELS : $G + Q$

Situations accidentelles : $G + Q + E$; $0,8 \times G \pm E$

I.11. Conclusion

La faible résistance du béton à la traction par rapport à sa résistance à la compression conduit tout naturellement à chaîner entre le béton et l'acier, c'est-à-dire à lier les éléments par des barres d'acier. Mais la présence d'armatures dans un béton ne suffit pas à en faire un bon

béton armé. En effet, celui-ci doit présenter une organisation structurale spécifique résultant de la bonne composition et des caractéristiques du béton ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Les matériaux ainsi adoptés pour la réalisation de notre structure sont :

Un béton ayant 25 mPa de résistance caractéristique à la compression à 28 jours et des aciers de nuance FeE400 ayant 400 mPa de résistance à la traction.

Chapitre II

II.1 Introduction

Le but de ce chapitre est l'étude des éléments non structuraux qui ne contribuent pas aux systèmes de contreventement, nous commencerons par le pré dimensionnement des éléments pour déterminer l'ordre des grandeurs.

II.2 Disposition des poutrelles

Notre disposition est portée sur les critères suivants :

- ✓ Le critère de la petite portée.
- ✓ Le critère de continuité

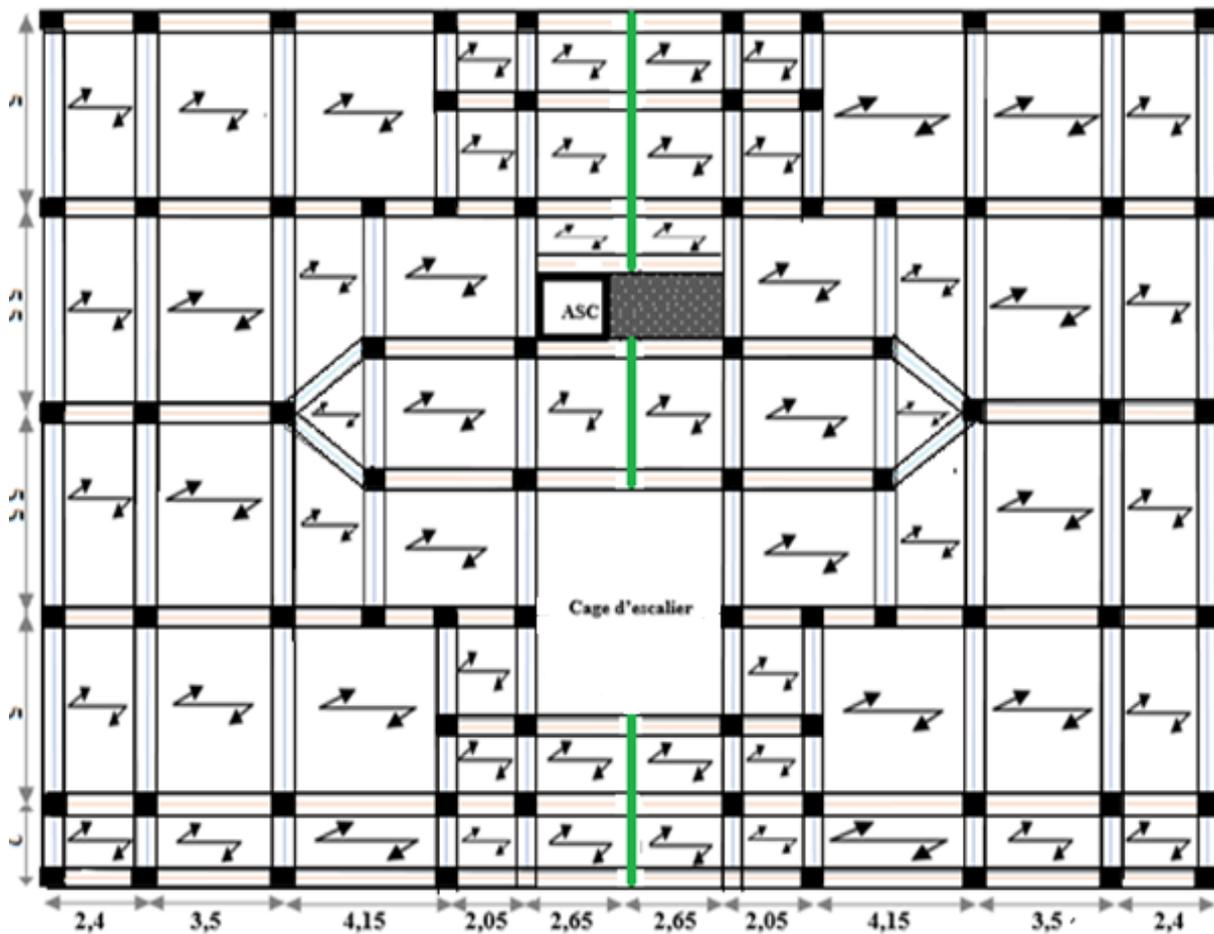


Figure II.1 Plan de disposition des poutrelles RDC

-  Poutres chaînages.
-  Dalles pleines.

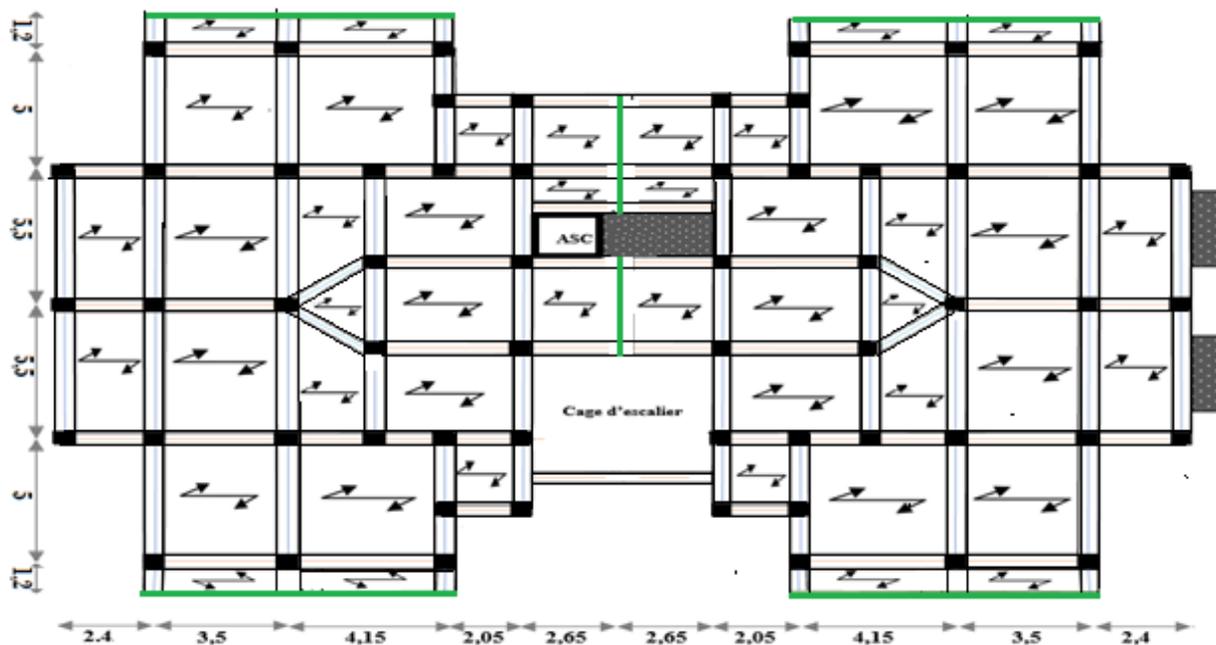


Figure II.2 Plan de disposition des poutrelles étage 1 à 7

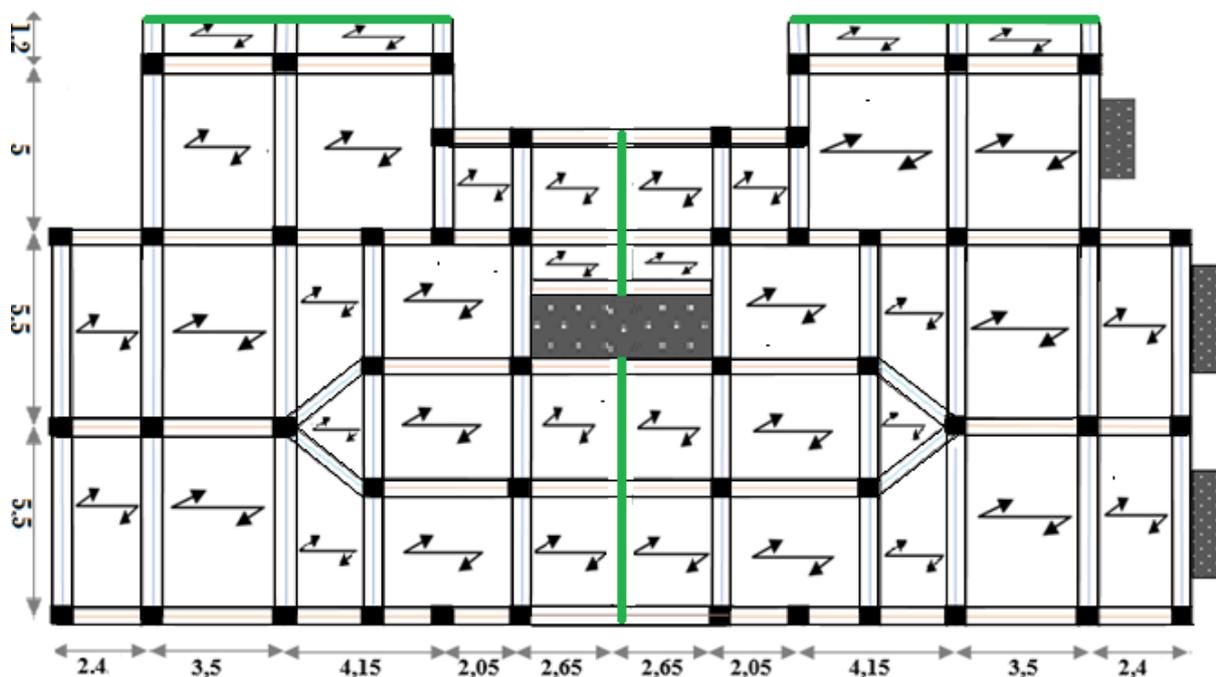


Figure II.3 Plan de disposition des poutrelles terrasse inaccessible

II.3 Les planchers

Ce sont des aires, généralement planes, destinés à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, qui assure la transmission des charges verticales aux éléments structuraux, **il existe deux types** : les planchers creux et les planchers en dalle pleine.

II.3.1 Planchers à corps creux : Sont des planchers constitués du corps creux, avec une dalle de compression armé par treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,50} \dots\dots (\text{Art B.6.8.4.2 C.B.A. 93}).$$

$$h_t \geq \frac{385}{22,5} = 17,1 \text{ cm Soit } h_t = 20 \text{ cm} \quad \text{Avec : } L_{\max} = 415 - 30 = 385 \text{ cm}$$

Donc : on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de (16+4)=**20cm**.

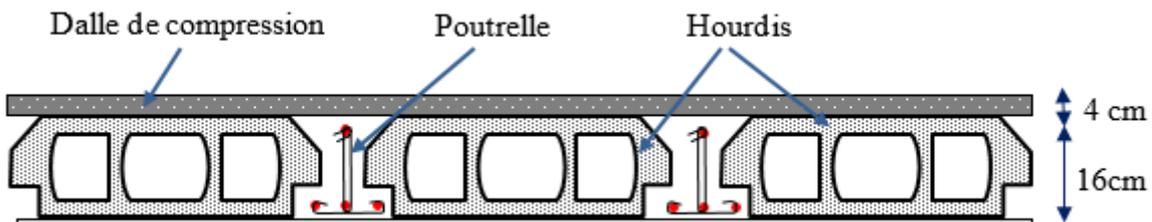


Figure II.4 plancher à corps creux

II.3.1.1 Les poutrelles

Sont calculées comme des sections en T, solidaires avec la dalle de comprissions

La largeur de la table de compression à prendre est définie par :

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

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant :

- $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h_t$
 $b_0 = (0,8 \text{ à } 1,2 \text{ cm}) 20 \leftrightarrow$ Soit $b_0 = 10 \text{ cm}$
- $l_0 = 60 \text{ cm}$.
- $h_0 = 4 \text{ cm}$ épaisseur de la dalle de compression.
- $h_t = 16 \text{ cm}$ hauteur totale de la poutrelle
- $l_x = l_0 - b_0 \leftrightarrow l_x = 60 - 10 = 50 \text{ cm}$
- $l_y = 205 - 30 = 175 \text{ cm}$ $\frac{b-10}{2} \leq \min(25 ; 17,5)$ On adopte $b = 60 \text{ cm}$

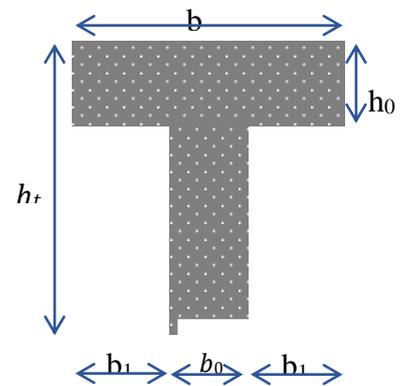


Figure II.5 Coupe transversale d'une poutrelle.

II.3.1.2 Evaluation des charges et surcharges

➤ **Plancher corps creux :**

Tableau II.1 Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.

N°	Désignation	Poids volumique (kN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
----	-------------	--------------------------------------	---------------	----------------------------

1	Gravillons de protection	20	0,05	1
2	Etanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pent	22	0,1	2,2
4	Corps creux	14	0,16+0,04	2,85
5	Isolation thermique	0,04	0,25	0,01
6	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanent G				6,38
Charge exploitation Q				1,00

Tableau II.2 Evaluation des charges du plancher terrasse accessible,

N°	Désignation	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (kN/m ²)
1	carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Forme de pente	22	0,1	2,2
5	Corps creux	14	0,16+0,04	2,85
6	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanent G				6,41
Charge d'exploitation Q				1,50

Tableau II.3 Evaluation des charges du plancher étage courant,

N°	Désignation	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (kN/m ²)
1	carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Cloison intérieur	/	/	1
5	Corps creux	14	0,16+0,04	2,85
6	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanent G				5,21
Charge d'exploitation Q				1,50
Charge d'exploitation Qcommerce				5,00

⇒ Plancher à corps creux

❖ Méthodes de calculs des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en « T ». Pour cela nous disposons de trois méthodes de calcul, la méthode forfaitaire, la méthode Caquot, et trois moments.

➤ **Domaine d'application de la méthode forfaitaire** (BAEL91/99 art B.6.2, 210)

Il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G ; 5\text{kN/m}^2)$).
2. Le rapport entre deux travées successives : $0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$.
3. Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
4. Fissuration peu nuisible (F.P.N). (Poutrelle encrée dans le plancher).

➤ **Domaine d'application de la méthode Caquot**

Si la 1^{er} condition n'est pas vérifiée (le plancher supporte des surcharges élevées

- $Q > \min(2G, \text{kN/m}^2)$ on applique la méthode de Caquot.

Par contre si l'une des trois conditions qui restent (conditions 2,3 et 4) n'est pas vérifiée, on applique la méthode de **Caquot minorée** dans laquelle on minore (G) d'un coefficient de **2/3** pour le calcul des moments aux appuis seulement et on revient à (G) pour le calcul des moments en travées.

- **Les Différents types de poutrelles** : On a 7 types de poutrelles en fonction du nombre d'appuis.

Tableau II.4 : Schéma statique des différentes poutrelles

Type	Schéma statique
1 et 10	
2	
3 et 12	
4	
5, 8 et 11	
6	



Tableau II.5 Les différentes méthodes adoptées pour calcul des poutrelles.

Désignation	Type de poutrelle	Conditions d'application	Cause	Méthode adopté
T. inaccessible	10, 11, 12	Non vérifier	$2,4/3,5 = 0,68$ ∉ [0,8; 1,25]	Caquot minorée
	13	Vérifier	$3,5/4,15 = 0,84$ ∉ [0,8; 1,25]	Forfaitaire
T. accessible	8	Non vérifier	$4,15/2,05 = 0,38$ ∉ [0,8; 1,25]	Caquot minorée
	9	Vérifier	$3,5/4,15 = 0,84$ ∉ [0,8; 1,25]	Forfaitaire
Etage courant	1, 2, 3, 4 5, 6	Non vérifier	$2,4/3,5 = 0,68$ ∉ [0,8; 1,25]	Caquot minorée
	7	Vérifier	$3,5/4,15 = 0,84$ [0,8; 1,25]	Forfaitaire

➤ **Calcul des charges revenant aux poutrelles**

A l'ELU : $q_u = 1,35 \times G + 1,50 \times Q$ et $p_u = 0,60 \times q_u$

A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0,60 \times q_s$

Caquot minorée $G' = \frac{2}{3}G$ **A l'ELU :** $P_u' = (1,35 \times G' + 1,5 \times Q) \times 0,60$

A l'ELS : $P_s' = (G' + Q) \times 0,60$

Tableau II.6 Chargements sur les poutrelles.

Désignation	G (kN/m ²)	G' (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU		ELS	
				P _u (kN/ml)	P _u ' (kN/ml)	P _s (kN/ml)	P _s ' (kN/ml)
T. inaccessible	6,38	4,25	1	6,07	4,35	4,43	3,15
T. accessible	6,41	4,29	1,5	6,54	4,81	4,75	3,46
Etage courant	5,21	3,49	1,5	5,57	4,16	4,03	2,98

❖ **Exemple de calcul avec la méthode de forfaitaire**

Etude de la poutrelle type T7 (étage courant corps creux)

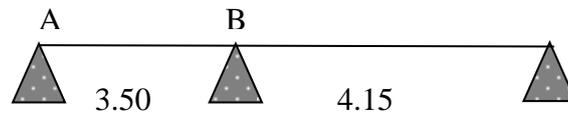


Figure II.6 Schéma statique de la poutrelle T7 (étage courant à corps creux).

3 Les charges transmises sur le plancher et la poutrelle et la combinaison d’actions

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	L (m)	Charges transmises sur Plancher (KN/m ²)		Charges transmises sur La poutrelle (KN/m ²)
étage Courant	5,21	1,5	0,60	ELU	9,28	5,57
				ELS	6,71	4,026

Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire :

1. $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 < \min(11,22 ; 5)$ Vérifié.
2. Les moments d’inerties sont les même dans toutes les travées.....vérifié.
3. La fissuration est peu nuisible.....vérifié.
4. $\frac{l_i}{l_{i+1}} = 0,84$ vérifié.

Les conditions sont vérifiées donc on peut appliquer la méthode forfaitaire

✓ **Calcul des moments isostatique :**

On calcul les moments isostatiques dans les travées :

Travée	L (m)	ELU	ELS
AB	3,5	8,53	6,16
BC	4,15	11,99	8,66

✓ **Calcul des moments en appuis :**

A) Moment en appuis de rive

A l’ELU $M_A=M_C = - 0,15 \times \max(M_0^{AB} ; M_0^{BC})$

$$AN: M_A = M_C = -0,15 \times \frac{5,57 \times 4,15^2}{8} = -1,798 \text{ kNm}$$

A l’ELS $M_A=M_C = - 0,15 \times \max(M_0^{AB} ; M_0^{BC})$

$$AN: = -0,15 \times \frac{4,026 \times 4,15^2}{8} = -1,3 \text{ kN.m}$$

$M_A = M_C = 0$ mais pour le ferrailage on prend une section d’armature qui équilibre Un moment de $0,15M_0$.

B) Moments en appuis intermédiaire

$$M_B = -0,6 M_0$$

ELU : $M_a = -7,195 \text{ kNm}$

ELS : $M_a = -5,20 \text{ kNm}$

✓ **Calcul des moments en travées :**

$$\alpha = \frac{1,5}{1,5 + 5,21} = 0,224 ; \quad 1 + 0,3 \times \alpha = 1,0672 ; \quad \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} = 0,633$$

$$M_{iA} \geq 1,0672 M_0 - 0,6 \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots 1$$

$$M_{iA} \geq 0,633 M_0 \dots\dots\dots 2$$

$$M_{iA} \geq 0,76 M_0 \dots\dots\dots 1$$

$$M_{iA} \geq 0,633 M_0 \dots\dots\dots 2$$

D'où : $M_{ta} = 0,76 M_0$

ELU $M_{ta} = -9,199 \text{ kNm}$

ELS $M_{ta} = -6,649 \text{ kNm}$

✓ **Calculs des efforts tranchants :**

On calcul V_0 pour chaque travée : $V_0 = \frac{q \cdot l}{2}$

$$1. \text{ Travée AB : } \begin{cases} V_A = \frac{5,57 \times 3,5}{2} \Rightarrow V_A = 9,74 \text{ kN} \\ V_B = -1,15 \frac{5,57 \times 3,5}{2} \Rightarrow V_B = -11,21 \text{ kN} \end{cases}$$

$$2. \text{ Travée BC : } \begin{cases} V_B = \frac{5,57 \times 4,15}{2} \Rightarrow V_B = 11,55 \text{ kN} \\ V_C = -1,15 \times \frac{5,57 \times 4,15}{2} \Rightarrow V_C = -13,29 \text{ kN} \end{cases}$$

Remarque : les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelles par niveau, étage courant terrasse accessible et inaccessible, sont résumés dans les tableaux... [Annexe I]

Nous avons fait un calcul pour chaque type de poutrelles, puis nous avons fait des groupes de sollicitations le plus défavorable tous comme représente sur ce tableau :

Sollicitations maximales dans les poutrelles

Tableau II.7 Sollicitation maximale, dans les poutrelles des différents planchers :

Type de poutrelle	Moment en appui de rive (kNm)	Moment en appui intermédiaire (kNm)	Moment en travée (kNm)	Effort tranchant (kN)
-------------------	-------------------------------	-------------------------------------	------------------------	-----------------------

	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
T. inaccessible	-1,96	-1,43	-7,838	-5,72	9,797	7,15	14,48
T. accessible	-2,1	-1,53	-8,45	-6,13	10,66	7,734	15,611
Etage courant	-1,798	-1,3	-7,195	-5,2	9,199	6,646	13,29

❖ **Ferraillage des poutrelles :**

➤ **Exemple de calcul**

On prend comme exemple de calcul pour, le ferraillage des poutrelles type (T7) du plancher étage courant qu'est sollicité par les sollicitations suivantes :

	Moment (kNm)	
	ELU	ELS
Travée	9,199	6,646
Appuis intermédiaire	-7,195	-5,200
Appuis de rive	-1,798	-1,300

$V = 13,29\text{KN}$; $L = 4,15\text{m}$

❖ **Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont**

- $b = 60\text{cm}$; $b_0 = 10\text{ cm}$; $b_1 = b_2 = 25\text{cm}$; $h = 16\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$

❖ **Calcul à ELU**

A- Armature longitudinales

➤ **En travée** Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

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

$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0,60 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02) \Rightarrow M_{tu} = 54,52\text{KN.m.}$

$M_t = 9,199\text{KN.m} < M_{tu} = 54,52\text{KN.m} \Rightarrow$ calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \mu_{bu} = \frac{9,199 \times 10^{-3}}{0,60 \times 0,0324 \times 14,2} = 0,0033 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow$ Pivot A : $\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{Mpa} .$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0041$; $z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,179\text{m.}$

$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{9,199 \times 10^{-3}}{0,179 \times 348} = 1,47\text{ cm}^2 .$ Soit $A_s = 3\text{HA}10 = 2,36\text{cm}^2 .$

➤ **Aux appuis**

a) **Appuis intermédiaires**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui donc le béton n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) \rightarrow (0,10 \times 0,20) \text{ m}^2$; avec $M_u = -7,195 \text{ KN.m}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,195 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,156 \quad ; \quad \mu_{bu} = 0,156 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Pivot A:}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,21 \quad ; \quad z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,164 \text{ m.}$$

$$A_{a..int} = \frac{Mu}{Z \times f_{st}} = \frac{7,195 \times 10^{-3}}{0,157 \times 348} = 1,31 \text{ cm}^2. \quad ; \quad \text{Soit } A_s = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \leq A_{\text{cal}} \Leftrightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,10 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 0,218 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0,218 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}} = 1,31 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

b) **Appuis rives :**

$$M_a^{\text{rive}} = M_u = -1,798 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,798 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,007 \quad ; \quad \mu_{bu} = 0,007 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A:}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0087 \quad ; \quad z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,179 \text{ m.}$$

$$A_{a..rives} = \frac{Mu}{Z \times f_{st}} = \frac{1,798 \times 10^{-3}}{0,179 \times 348} = 0,28 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } A_s = 1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

(HA8 = 0,50 cm²)

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \leq A_{\text{cal}} \Leftrightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,10 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 0,218 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0,218 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}} = 2,36 + 0,79 = 3,15 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

• **Vérifications à ELU**

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right] = 3,33 \text{ MPA} \quad \Rightarrow \quad V^{\max} = 13,29 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{13,29 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18} = 0,73 \text{ Mpa} \quad ; \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \text{ vérifiée.}$$

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

❖ **Armatures transversales**

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

On adopte à un étrier $\Phi 8$. Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0,57\text{cm}^2$.

❖ **Espacement S_t**

$$S_t \leq \min (0,9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 16,2\text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K)} = \frac{0,8 \times 400 \times 0,57}{10(0,73 - 0,3 \times 2,1 \times 1)} = 182,4\text{cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$S_t \leq \frac{f_e \times A_t}{0,4 \times b_0} = \frac{400 \times 0,57}{0,4 \times 10} = 57\text{cm} \dots \dots \dots (3)$$

$S_t = \min (1; 2; 3)$; on adopte $S_t = 15\text{cm}$.

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table – nervure**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) \text{ MPA}$

$$b_1 = (b - b_0) / 2 \rightarrow b_1 = 25 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{0,25 \times 13,29 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18 \times 0,60 \times 0,04} = 0,85 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

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

❖ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

✓ **Appuis de rive**

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

$$A_{l_inf} \geq 1,15 \times 13,29 \times 10^{-3} / 400 = 0,38 \text{ cm}^2$$

$$A_{l_inf} = 2,36\text{cm}^2. \Rightarrow A_l = 2,36\text{m}^2 > 0,38\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Appuis intermédiaires**

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

$$A_{l_inf} \geq (1,15 / 400) (13,29 - 7,195) 10^{-3} / (0,9 \times 0,18)) = 1,082\text{cm}^2$$

$A_{l_inf} = 2,36\text{cm}^2 > 1,082\text{cm}^2$Condition vérifiée

❖ **Vérification de la bielle**

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

Soit : $a = \min [0,9d ; \text{la largeur de l'appui} - 4\text{cm}] \leftrightarrow a \leq 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,20\text{cm}$

$V_u = 13,28\text{KN} < 0,267 \times 0,162 \times 0,10 \times 25000 = 103,14\text{KN}$ Condition vérifiée.

Tableau II.8 Vérification au cisaillement.

Type	Bielle	Cisaillement	Armature longitudinale aux appuis		Jonction table-nervure
			Rive	Intermédiaire	
	$V_u \leq 0,267 a b_0 f_{c28}$	$\frac{V_{max}}{b_0 \times d} \leq \tau_u$	$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$	$\frac{V_u b_1}{0.9 \times d b h_0} \leq \tau_u$
T inaccessible	14,48<132,16	0,96<3,33	3,84>0,53	4,62>-0,712	1,01<3,33
T accessible	15,611<132,16	1,03<3,33	3,84>0,568	4,97>-1,17	1,146<3,33
E. courant	13,28<132,16	0,737<3,33	3,15>0,38	3,93>-1,018	0,976<3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.9 Ferrailage des différents types de poutrelles.

	Position	M^{max} (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix des sections (cm ²)
Terrasse Inaccessible	Travée	9,797	0,035	0,044	0,176	1,59	1,195	1HA10+2HA12=3,05
	A_rive	-1,96	0,042	0,054	0,176	0,32	0,217	1HA10=0,79 cm ²
	A_int	-7,838	0,170	0,230	0,163	1,38	0,217	2HA10 =1,57cm ²
Terasse Accessible	Travée	10,66	0,038	0,049	0,176	1,73	1,195	1HA10+2HA12=3,05
	A_rive	-2,1	0,045	0,058	0,175	0,34	0,217	1HA10=0,79 cm ²
	A_int	-8,45	0,183	0,255	0,161	1,50	0,217	2HA10 = 1,57cm ²
Etages courants	Travée	9,199	0,003	0,004	0,179	1,47	1,3	3HA10 =2.36cm ²
	A_rive	-1,798	0,007	0,008	0,179	0,28	0,218	1HA10=0,79 cm ²
	A_int	-7.195	0,156	0,21	0,164	1,31	0,218	2HA10 =1,57cm ²

• **Vérifications à l'ELS**

Remarque : Dans les calculs à L'ELU, on a trouvé $A'=0$ sauf que dans notre cas nous avons des aciers de montage donc pendant les calculs on prend $A'=0.50 \text{ cm}^2$

1-Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible donc pas de vérification à faire (Art B.6.3BAEL)

2-Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

✓ **En travée** $A_t = 2,36 \text{ cm}^2$

❖ **Position de l'axe neutre :** $H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -1,56 \times 10^{-5} \text{ m}$

$H < 0$: alors l'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera comme une section en T.

❖ **Calcul de y**

$$b_0 / 2 \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A + 15A'] \times y - [(b - b_0) \times h_0^2 / 2 + 15 \times (Ad + A'd')] = 0$$

$$5y^2 + 242,9y - 1052,2 = 0 \dots\dots\dots(1) \text{ Solution d'équation : } y = 4,002 \text{ cm}$$

• Calcul de l'inertie I

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 + 15A' \times (y - d')^2 \Rightarrow I = 8248,4 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{6,646 \times 10^{-3}}{8248,4 \times 10^{-8}} \times 0,04002 \Rightarrow \sigma_{bc} = 3,22 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifier}$$

• **En appuis intermédiaires :** $A_a^{inter} = 1,57 \text{ cm}^2$,

$M_{ser} = -5,2 \text{ KN.m} < 0 \Rightarrow$ le calcul se fait pour une section $b_0 \times h$

Position de l'axe neutre y :

$$b_0 / 2 \times y^2 + 15(A + A') \cdot y - 15(Ad + A'd') = 0 \Rightarrow 5 \cdot y^2 + 42,9y - 652,2 \Rightarrow y = 7,91 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0}{3} \times y^3 + 15A \times (d - y)^2 + 15A' \times (y - d')^2 \Rightarrow I = 5362,96 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{5,2 \times 10^{-3}}{5362,96 \times 10^{-8}} \times 0,0791 = 7,66 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

3-Etat limite de déformation

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

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

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{500} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow$ non vérifié, on doit faire une vérification de la flèche

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

$$\Delta f_t \leq \bar{f}; \quad L \geq 5m \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{415}{500} = 0,83cm$$

✓ **Les moments en travée**

$q_{jser} = 0.6 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement

$q_{gser} = 0.6 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.6 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation

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

$$j = 3.85 \text{ KN/m}^2, \quad g = 5.21 \text{ KN/m}^2, \quad p = 6.71 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow q_{jser} = 2,31 \text{ KN/m}, \quad q_{gser} = 3,13 \text{ KN/m}, \quad q_{pser} = 4,03 \text{ KN/m}$$

$$M_i = w \frac{q_i \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 3,77 \text{ KN.m}, \quad M_{gser} = 5,12 \text{ KN.m}, \quad M_{pser} = 6,6 \text{ KN.m}$$

✓ **Modules de Young instantané et différé**

$$\begin{cases} E_i = 3700 \times (f_{c28})^{1/3} \Rightarrow E_i = 10818.86 \text{ MPa} \\ E_v = \frac{1}{3} \times E_i \Rightarrow E_v = 32456.6 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ **Coefficients λ, μ**

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = 3,2 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,28 \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{10 \times 18} = 0.0131$$

✓ **Les Contraintes**

$$\sigma_{si} = 15 \times \frac{M_{ser,i} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 96,19 \text{ MPA}, \quad \sigma_{sg} = 130,34 \text{ MPA}, \quad \sigma_{sp} = 167,82 \text{ MPA}$$

$$\mu_j = \max \left(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj}^j + f_{t28}} \right) = 0,485; \quad \mu_g = \max \left(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg}^g + f_{t28}} \right) = 0,588$$

$$\mu_p = \max \left(0 ; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp}^p + f_{t28}} \right) = 0,662$$

✓ **Propriété de la section**

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = 4.05cm$$

Moment d'inertie: $\Rightarrow I = 82175,2m^4$

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

$\Rightarrow I_0 = 18016,5 m^4$ (I_0 c'est le moment d'inertie de la section totale).

✓ **Inerties fictives (I_f) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 8849cm^4 \\ I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 8081 \\ I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 7613cm^4 \\ I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 12847cm^4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} = 2,58mm \\ f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} = 3,95mm \\ f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} = 5,51mm \\ f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} = 7,21mm \end{array} \right.$$

✓ **La flèche totale Δf**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 6,18mm$$

$\Delta f = 6,18mm > f_{adm} = 8,3mm$ La flèche est vérifiée.

- **Vérifications des contraintes à ELS :**
 - **Etat limite de compression du béton**

TableauII.10 Vérifications des états limites de compression du béton

Etage	Position	M _{ser} KN.m	As cm ²	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$		Obs
						σ_b (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	
T. inaccessible	Travée	7,15	3,05	8,46	6495,02	9,31	15	Vérifiée
	Appuis rive	-1,43	0,79	4,65	2499,6	2,66	15	Vérifiée
	Appuis intr	-5,72	1,57	6,46	4184,2	8,82	15	Vérifiée

T. accessible	Travée	7,73	3,05	8,45	6495,00	10,06	15	Vérifiée
	Appuis rive	-1,53	0,79	4,65	2499,6	2,84	15	Vérifiée
	Appuis intr	-6,13	1,57	7,14	3990,8	10,98	15	Vérifiée

Etat limite de déformation : $\Delta f \leq f_{adm}$

➤ Calcul de la flèche.

Tableau II.11 Evaluation de la flèche terrasse accessible

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes (MPa)		Flèches (mm)		Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Obs
J	1,71	Mj	2,79	σ_{stj}	55,63	fji	1,35	7,66	8,3	V
g	3,856	Mg	6,29	σ_{stg}	125,24	fgi	4,13			
						fgv	7,80			
p	4,746	Mp	7,75	σ_{stp}	154,20	fpi	5,35			

Tableau II.12 Evaluation de la flèche terra inaccessible

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes (MPa)		Flèches (mm)		Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Obs
J	1,71	Mj	2,79	σ_{stj}	55,63	fji	1,35	7,19	8,3	V
g	3,82	Mg	6,25	σ_{stg}	124,27	fgi	4,09			
						fgv	7,73			
p	4,42	Mp	7,23	σ_{stp}	143,79	fpi	4,91			

➤ Ferrailage des poutrelles :

Tableau II.13 Les schémas de ferrailage des poutrelles.

Type	Travée	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Terrasse inaccessible			
Terrasse accessible			
Étage courant			

➤ **Etude de la dalle de compression**

On utilise des barres de type rond lisses de nuance $f_e = 235$ MPa

1. **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

On a $50 \leq L_0 \leq 80$ avec : $L_0 = 60$ cm distance entre axe des poutrelles.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_0}{f_e} = \frac{4 \times 60}{235} = 1,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

2. Armatures parallèle aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

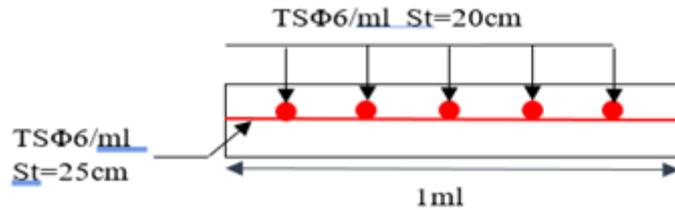


Figure II.7 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

$$\text{Soit : } \begin{cases} A_{\perp} = 5TS6/\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Avec un espacement de } 20\text{cm} (St=20\text{cm} \leq 20\text{cm}) \dots \text{vérifiée} \\ A_{//} = 4TS6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Avec un espacement de } 25\text{cm} (St=25\text{cm} \leq 30\text{cm}) \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

II 4. Dalles pleines :

II4.1. Introduction

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions. Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

a. Résistance au feu (CBA93)

- $e \geq 7$ cm pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11$ cm pour deux heures de coupe-feu
- $e \geq 14$ cm pour trois heures de coupe-feu ; Avec : e = épaisseur de la dalle

b. Résistance à la flexion

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles : $e \geq \frac{Lx}{20}$.
- Pour les dalles avec $\rho \leq 0,4 \Rightarrow \frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$
- Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec $\rho > 0,4 \Rightarrow \frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$

Avec : $\rho = \frac{Lx}{Ly}$

Notre projet comporte 2 types de dalle pleines sont :

- dalles pleines sur un seul appui (balcon) : d'épaisseur 12 cm

- dalle sur 4 appuis (dalle d'ascenseur) son épaisseur et de 15 cm

1. Dalle sur un seul appui.

On appelle :

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

A) Type de Balcon : C'est un balcon de type console (dalle sur un seul appui),

On a : $L_x = 1.2\text{ m}$ $L_y = 2.85\text{ m}$.

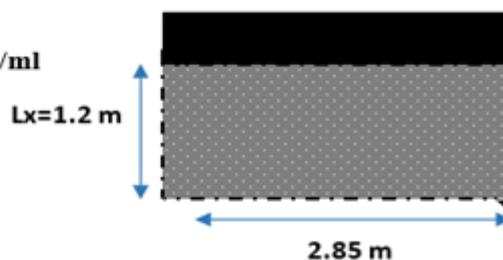
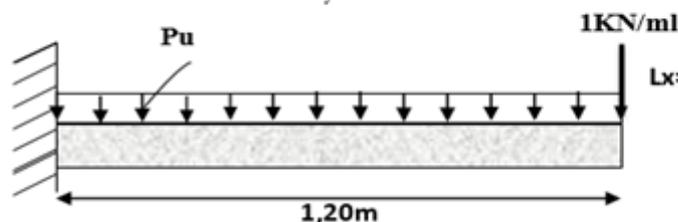


Figure II.8 Section de la dalle pleine coupe A-A

Figure II.9 Section de la dalle pleine

Tableau II.14 Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.

N°	Désignation	Poids volumique (kN/m^3)	Épaisseur (m)	Poids (kN/m^2)
1	Gravions roulé de protection	20	0.04	0,4
2	Etanchéité multicouche	6	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0,36
4	Forme de pente	22	0,1	2,2
5	Dalle pleine	25	0,12	3.00
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				6,63
charge d'exploitation Q				1,5

Tableau II.15 Évaluation des charges du plancher terrasse accessible.

N°	Désignation	Poids volumique (kN/m^3)	Épaisseur r(m)	Poids (kN/m^2)
1	carrelage	20	0.02	0,4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0,36
4	Forme de pente	22	0,1	2,2
5	Dalle pleine	25	0,12	3,00
6	Enduit de plâtre	10	0,02	0.2

Charge permanent G	6,56
charge exploitation Q	1,5

Tableau II.16 Evaluation des charges du plancher courant.

N°	Désignation	Poids volumique (kN/m ³)	Épaisseur r(m)	Poids (kN/m ²)
1	carrelage	20	0.02	0,4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0,36
4	Cloison interieur	/	/	1
5	Dalle pleine	25	0,12	3
6	Enduit de ciment	18	0,015	0.27
Charge permanent G				5,43
charge d'exploitation Q				1,5

Tableau II.17 Evaluation des charges du balcon.

N°	Désignation	Poids volumique (kN/m ³)	Épaisseur r(m)	Poids (kN/m ²)
1	carrelage	20	0.02	0,4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0,36
4	Cloison interieur	/	/	1
5	Dalle pleine	25	0,12	3
6	Enduit de ciment	18	0,015	0.27
Charge permanent G				5,43
charge d'exploitation Q				3,5

Ce type de dalle se calcule comme une console soumise à la flexion simple.

Soit :

$$G = 5.43 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \quad q = 1 \text{ KN/ml}$$

Calcul des sollicitations :

$$\text{A l'ELU : } P_u = (1,35 G + 1.5 Q)$$

$$P_u = (1.35 \times 5.43 + 1.5 \times 3.5) = 12,58 \text{ KN/m}$$

$$M_u = [(12.58 \times 1.20^2) / 2] + 1,35 \times 1 \times 1.20 = 10.68 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (12.58 \times 1.20) + 1 \times 1,35 = 16.44 \text{ KN}$$

$$\text{Le calcul se fait à la flexion simple: } \mu_{bu} = \frac{10.68 \times 10^{-3}}{1 \times 0,01 \times 14,2} = 0,075 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} .$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,097 \quad ; \quad z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.096 \text{ m}.$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{10.68 \times 10^{-3}}{0,096 \times 348} = 3,19 \text{ cm}^2.$$

• **Condition de fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \leq A_{cal} \Leftrightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,1 \times 2,1 \times 10^4}{400} = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 < A_s = 3,19 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_s = 3,19 \text{ cm}^2/\text{ml}$. On choisit 4HA12/ml = $4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

• **Les armatures de répartition**

$$A_y = (A_t/3) = (4,52/3) = 1,50 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ On choisit } 3\text{HA}8/\text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant:

Tableau III.18 Résultats de ferrailage du 1^{er} type de dalle :

M_u (kN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
10.68	0.075	0.097	0.096	3.19	1.2	4HA12/ml=4,52

• **Vérification de l'espacement :**

$S_t \leq \min(2.5 \times 12,25 \text{ cm}) ; S_t \leq 25 \text{ cm}$: On a choisi 4HA12, soit $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$ donc c'est vérifié

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{16,44 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0,164 \text{ Mpa}$$

A l'ELS :

$$P_s = (G+Q) ; P_s = (5.43+3.5) = 8,93 \text{ KN/m} , \quad M_s = [(8,93 \times 1.2^2)/2] + 1 \times 1.20 = 7,63 \text{ KN.m}$$

Vérification de σ_{bc} :

❖ **Calcul de y**

$$\frac{b}{2} \times y^2 + (15A_s \times y) - (15A_s \times d) = 0, \quad \frac{100}{2} \times y^2 + (15 \times 4.52)y - (15 \times 4.52 \times 10) = 0$$

$$50y^2 + 67,8y - 678 = 0 \quad \text{d'où } y = 3.06 \text{ cm}$$

❖ **Calcul de moment d'inertie I :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_s \times (d - y)^2 . I = \frac{100 \times 3.06^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (10 - 3.06)^2 \Rightarrow I = 4220,57 \text{ cm}^4$$

Les contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7,63 \times 10^{-3} \times 0.0306}{4220,57 \times 10^{-8}} = 5,53 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MP} \dots \text{pas de risque de fissuration du béton.}$$

Vérification de σ_{st} :

$$\sigma_{st} = 15 \times [M_{ser} \times (d - y)] / I$$

$$\sigma_{st} = [15 \times 7,63 \times 10^{-3} \times (0.1 - 0.0306)] / 4220,57 \times 10^{-8} = 188,2 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266.66 ; 201.63) = 201,63 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_s$ condition vérifié

• **Etat limite de déformation (la flèche)**

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80} ; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{12}{120} = 0,1 > 0,037 \Rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{4,52}{100 \times 9} = 0,0045 < 0,005 \Rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

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

• **Ferraillage :**

$$A_{stx} = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} . A_{sty} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

Schéma de ferraillage :

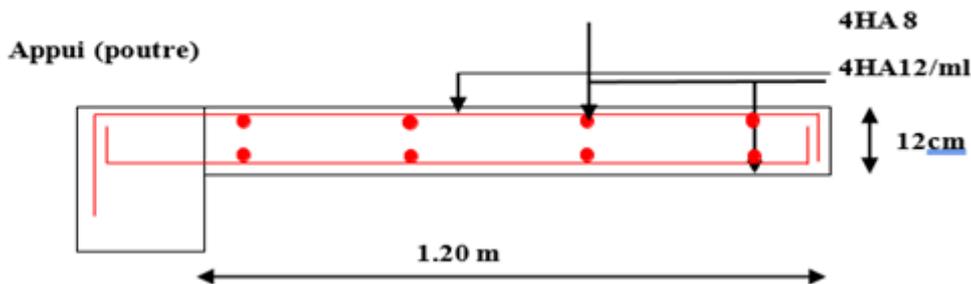


Figure II .10. Schéma de ferraillage du balcon type N°1

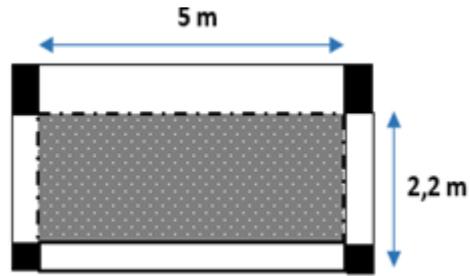
B) Type de dalle : dalle sur 04 appuis

❖ Exemple de calcul

➤ Dalle sur 4 appuis :

✓ Caractéristique de la dalle :

$L_x=2,2m$; $L_y=5m$; $G = 5.43 \text{ KN/m}^2$; $Q=1,5\text{KN/m}^2$



❖ Calcul à l'ELU

✓ Calcul de chargement

Figure II.11 panneau dalle sur 4 appuis

$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{ml} = 9.58\text{KN/ml}$.

Les sollicitations : $M_{ox} = \mu_x q l_x$; $M_{oy} = \mu_y M_x$.

- Sur la travée : $M_x^t = 0.85 M_{ox}$ et $M_y^t = 0.85 M_{oy}$.
- Sur l'appui : $M^a = -0.5 M_{ox}$

Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.19 Calcul des sollicitations.

Sollicitation	q_u (KN)	μ_x	μ_y	Les moments (KNm)				
				M_{ox}	M_{oy}	M_x^t	M_y^t	M^a
ELU	9.58	0.1049	0.25	5.33	1.33	4.53	1.13	-2.66
ELS	6.93	0.1075	0.3155	3.93	1.18	3.34	1.004	-1.96

✓ Calcul de la section d'armatures

- Le ferrailage de la dalle pleine fera à la flexion simple pour une longueur de 1ml
- F.N $c \geq 2\text{cm}$ soit $c = 3\text{cm}$ qui donne $d = e - c = 12 \text{ cm}$.

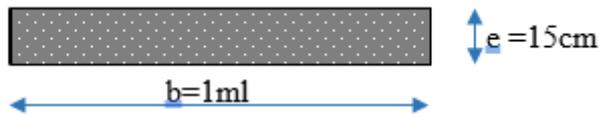


Figure II.12 : Section de la dalle pleine à ferrailer.

Tableau II.20 Ferrailage de dalles sur 4 appuis.

Position	Sens	M KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{Cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{adoptée}$ (cm^2/ml)	St (cm)
travée	Selon x	4,53	0,0189	0,0238	0,128	1,01	1,54	4HA10=3,14	25
	Selon y	1,13	0,004	0,006	0,129	0,25	1,2	4HA8=2,01	25
appuis	x = y	-2,66	0,011	0,013	0,088	0,59	1,54	4HA8=2,01	25

• Condition de non fragilité :

Pour $e > 12$ cm et $\rho=0,44 > 0,4$ donc : $\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 0,0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \Rightarrow A_x^{\min} = 1,54 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 0,0008 \times b \times e \Rightarrow A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \end{cases}$

Vérification de ferrailage longitudinale :

$A_{ty} \geq A_{tx} / 4 = 0,54 \text{ cm}^2$ $A_{ay} \geq A_{ax} / 4 = 0,3575 \text{ cm}^2$ OK

- **Vérification sur le diamètre des barres** $\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{150}{10} \Rightarrow \phi \leq 15 \text{ mm}$
- **L'espacement St**

Charge repartie et F. N Selon x : $\Rightarrow St \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$OK

Selon y : $\Rightarrow St \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ OK

➤ **Vérification à l'ELU**

- **Cisaillement**

$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = 6,87 \text{ KN}$ $V_u^y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^y = 1,23 \text{ KN}$

- **Vérification à l'ELS**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$; $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$; $\bar{\sigma}_s = \min(2/3 * f_e ; 110\sqrt{ft28}\eta) = 201,63 \text{ Mpa}$

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

Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau II.21 Vérification des états limites de compression du béton

Position	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (Mpa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)	Observation σ _{bc} ≤ σ _{bc} ^{adm}
En travée	Selon x	3,34	3,05	5608,7	1,82	88,98	15	Vérifiée
	Selon y	1,004	2,51	3844,8	0,65	41,08	15	Vérifiée
En appuis	x = y	-1,96	2,51	3844,5	1,28	80,55	15	Vérifiée

- **Etat limite de déformation (la flèche)**

• Sens x-x

1. $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{15}{227,4} = 0,065 > 0,042 \Rightarrow$ la condition vérifiée
2. $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,14}{100 \times 12} = 0,0026 < 0,005 \Rightarrow$ la condition vérifiée

Sens Y-Y

1. $\frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_y}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow \frac{12}{280} = 0,028 > 0,037 \Rightarrow$ la condition vérifiée
2. $\frac{A}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,01}{100 \times 12} = 0,0017 < 0,005 \Rightarrow$ condition vérifiée

La flèche est vérifiée selon le sens (x)

Donc la flèche doit être vérifiée. Telle que : $\Delta f_t \leq f_{adm} = \frac{L}{500}$

Tous les résultats des calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.22 Vérification de la flèche

Sens	$f_{ji}(\text{mm})$	$f_{gi}(\text{mm})$	$f_{gv}(\text{mm})$	$f_{pi}(\text{mm})$	$\Delta f_t(\text{mm})$	$f_{adm}(\text{mm})$	Obs
y-y	0.12	0.21	0.63	0.27	0.58	10	Vérifiée

Schéma de ferrailage

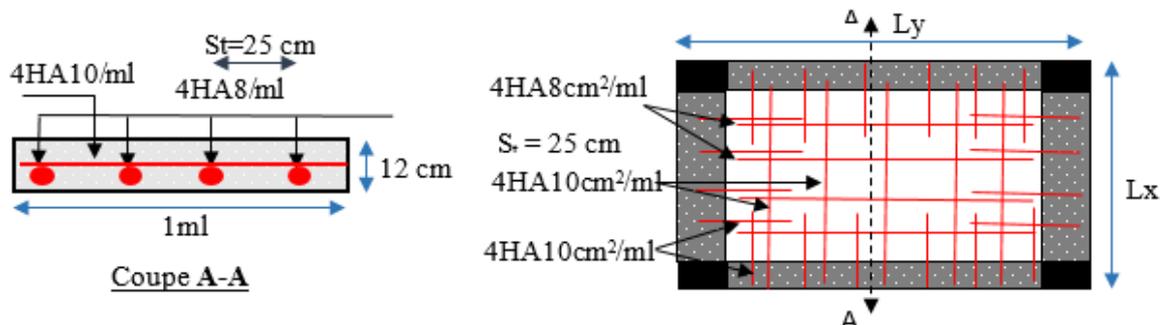


Figure II.13 Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis

II.5 Etude des escaliers :

Sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre

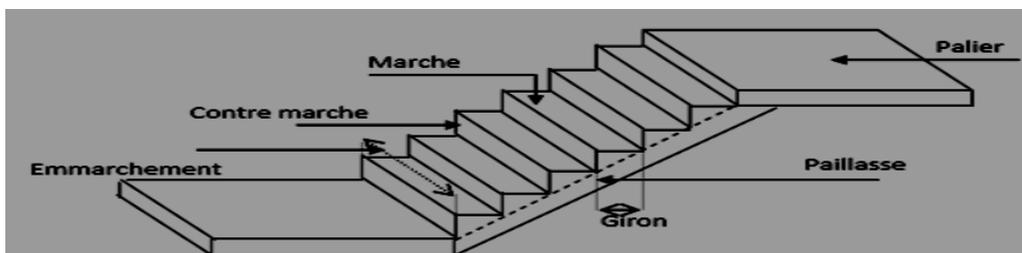


Figure II.14 Schéma d'un escalier

II.5.1 Pré dimensionnement des escaliers

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de Blondel qui est donnée par : $59\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm}$ (1).

On a :
$$\begin{cases} H = n \times h \Rightarrow h = \frac{H}{n} & \text{avec } (\mathbf{H} : \text{la hauteur de la volee et } \mathbf{n} : \text{nombre de contre marche}). \\ L_0 = (n-1) \times g \Rightarrow g = L_0 / (n-1) \end{cases}$$

En remplaçant h et g dans (1) : $g + 2 \times h = 64\text{cm}$
 $L_0 / (n - 1) + 2 \times (H/n) = 64\text{cm} \Rightarrow 64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2 H = 0$
 (n: c'est la solution de l'équation)

Dans notre projet, on a 02 types d'escaliers :

Escalier de type (1): Escalier à une volée (RDC) :

Hauteur : H = 1,02 m. Giron : g = 30 cm. Soit la hauteur de la contre marche h=17cm

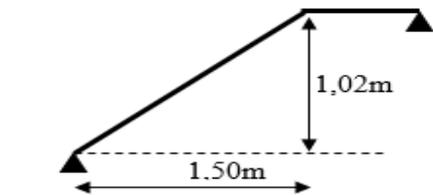


Figure II.15 Escalier de type (1)

Donc le nombre de marches est $n' = n - 1 = 5$

Vérification de la relation de Blondel $\{59 \leq 2h + g \leq 65\}$

$2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \rightarrow$ donc c'est vérifié.

On a : $h = \frac{H_0}{n} \Rightarrow H_0 = h * n$.

Remplaçant dans l'équation suivante :

$64 n^2 - (64 + 2H_0 + L_0) * n + 2H_0 = 0$.

Détermination l'épaisseur de paillasse

L'épaisseur de la paillasse est déterminée à partir de la condition de flèche suivante :

$L / 30 < e \leq L / 20$

$L = \sqrt{l_0^2 + H_0^2}$

$L = \sqrt{(30 * 5)^2 + (102)^2} = 181,394 \text{ cm}$.

Donc : $181,394 / 30 < e \leq 181,394 / 20 \rightarrow 6,05 < e \leq 9,07$

L'épaisseur de la paillasse est $e = 8 \text{ cm}$

◆ Critère de coupe-feu : $e \geq 11 \text{ cm}$.

Donc, on prend : **e = 15 cm**.

Escalier de type (2) : Escalier à 2 volées (ETAGE COURANTE)

On distingue dans notre projet un deuxième type d'escalier : escalier à deux volées.

Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marches (g et h), on utilise la relation de

BLONDEL qui est la suivante : $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$

Avec : $g = \frac{l_0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

- La hauteur (h) des contremarches entre (14 et 18) cm.
- La largeur du giron (g) a une valeur entre (25 et 32) cm
- H : hauteur de la volée.
- l_0 : longueur projetée de la volée.

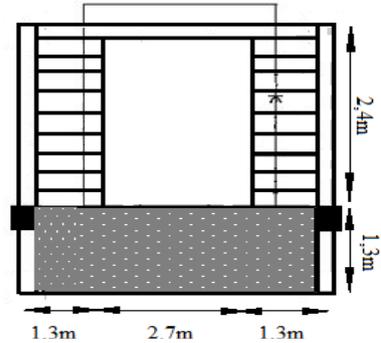


Figure II.16 Vue en plan de l'escalier type

Avec : $n - 1$: Nombre de marches ;

L : longueur de la volée ;

n : nombre de contremarches.

➤ **Epaisseur de la pailleasse (e)**

La longueur développée est : $L = L_v + L_p + L'_p$.

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier du départ.

L'_p : longueur du palier d'arrivée.

$$L = L_p + \sqrt{l_0^2 + H^2} + L'_p = 0 + \sqrt{(2,4)^2 + (1,53)^2} + 1,30 = 4,14 \text{ m.}$$

$$\begin{cases} L/30 \leq e \leq L/20 & 415/30 \leq e \leq 415/20 & 13,83 \leq e \leq 20,75 \\ e \geq 11 \text{ cm} & \dots\dots\dots \text{ Pour 2 h de coupe-feu} \end{cases}$$

On prend : **e = 15 cm**

Calcul du nombre de marches et de contremarches :

Première volée :

On a : $l_0 = 240 \text{ cm}$; $H = 153 \text{ cm}$

$$64 n^2 - (64 + 2H + l_0) n + 2H = 0 \rightarrow$$

$$64 n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240) \times n + 2 \times 153 = 0.$$

$$64 n^2 - 610 n + 306 = 0.$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **n = 9**

Le nombre de marche est : **n - 1 = 8**

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

$$g = l_0 / (n - 1) \rightarrow g = 240 / (8) \rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

Donc, le giron d'une marche est : **g = 30 cm.**

$$h = H / n \rightarrow h = 153 / 9 \rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

Donc, la hauteur d'une contremarche est : **h = 17 cm.**

Deuxième volée : La même étude que la première volée, puisque le palier de repos se trouve à mi-hauteur d'étage ($h = 3,06 / 2 = 1,53 \text{ m}$).

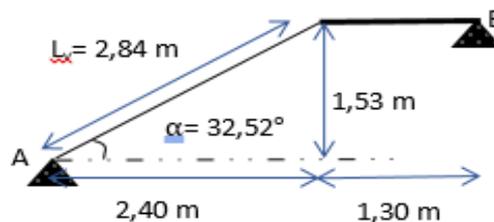


Figure II.17 Schéma statique de la volée 02.

Tableau II.23 Les dimensions des 2 type d'escaliers

Etage	Volée	L _p (m)	L ₀ (m)	L' _p (m)	H (m)	L (m)	α (°)	n	h (cm)	g (cm)	e (cm)
RDC	1	0	1,5	1,05	1,02	1,81	34,21	6	17	30	15
Courants	2	0	2,4	1,30	1,53	4,14	32,52	9	17	30	15

Tableau II.24 Evaluation des charges sur la volée.

°N	Couches		Poids volumique (Kn/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)	
					: type 1 α=34.21°	: type 2 θ=32,52°
1	Carrelage	H	20	0,02	0,4	
		V		0,27/0,18 × 0,02	0,26	
2	Mortier de pose	H	20	0,02	0,4	
		V		0,27/0,18 × 0,02	0,24	
3	Enduit de ciment		18	cos(α)/0,015	0,33	0,32
4	poids des marches		22	h/2	1,98	

5	Paillasse	25	$\cos(\alpha)/0,16$	4,84	4,75
6	Garde de corps	/	/	0,6	
Charge permanent G				9,05	8,95
charge d'exploitation Q				2,5	

Tableau II.25 Evaluation des charges du palier.

	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Èpaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0.02	0,4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0,36
4	Dalle pleine	25	0,16	4
5	Enduit de ciment	18	0,015	0.27
Charge permanent G				5,43
Charge d'exploitation Q				2,5

II.5.2.1 Etude du 2eme type d'escalier :

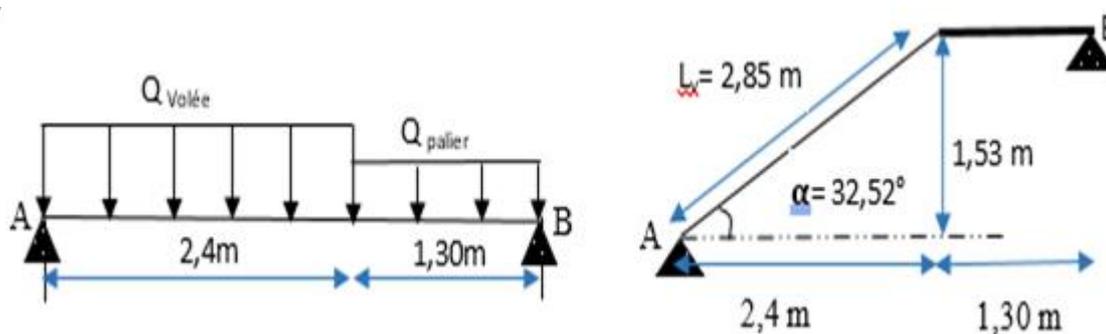


Figure II.18 Schéma statique de l'escalier (la partie AB).

Sur la volée type 2

ELU: $q_v^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 15,83 \text{KN/ml}$; **ELS :** $q_v^s = G + Q = 11,45 \text{KN/ml}$.

❖ Sur la palier

ELU: $q_p^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 11,08 \text{KN/ml}$; **ELS :** $q_p^s = G + Q = 7,93 \text{KN/ml}$.

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

ELU :

$$\sum F_V \Rightarrow R_A + R_B = 52,4 \text{ KN.} \quad \sum M/A = 0 \quad ; \quad R_B^u = 24,2 \text{ KN.} \quad ; \quad R_A^u = 28,2 \text{ KN.}$$

➤ **A ELS:** de la même manière qu'à l'ELU on trouve:

$$R_B^s = 17,41 \text{ KN.} \quad ; \quad R_A^s = 37,78 - R_B^s = 20,37 \text{ KN.}$$

➤ **Effort tranchant et moment fléchissant**

✓ **Tronçon 1**

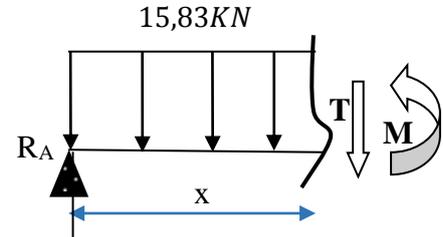
$$0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$$

$$T(x) = R_A - 15,83x = 28,2 - 15,83x$$

$$T(0) = 28,2 \text{ KN} \quad ; \quad T(2,4) = -9,79 \text{ KN}$$

$$M(x) = 28,2x - 15,83 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.} \quad \left\{ \begin{array}{l} T(\max) = 28,2 \text{ KN} \\ M(\max) = 22,08 \text{ KN.m} \end{array} \right. \quad M(2,4) = 22,08 \text{ KN.m}$$



✓ **Tronçon 2**

$$2,4 \leq x \leq 3,7 \text{ m}$$

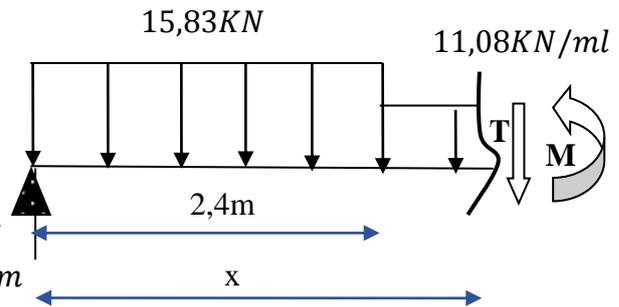
$$T(x) = 28,2 - 15,83 \times 2,4 - 11,08(x - 2,4)$$

$$T(2,4) = -9,79 \text{ KN} \quad ; \quad T(3,7) = -24,2 \text{ KN}$$

$$M(x) = -5,54x^2 + 16,8x + 16,68$$

$$M(2,4) = 22,08 \text{ KN.m} \quad \left\{ \begin{array}{l} T(\max) = -24,2 \text{ KN} \\ M(\max) = 22,08 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M(3,7) = 0 \text{ KN.m}$$



$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow T(x) = 0 \Rightarrow x = 1,52 \text{ m}$$

On trouve : $M^{\max}(1,52) = 26,42 \text{ KN.m}$; $V^{\max} = R_A = 28,2 \text{ KN}$.

➤ **Calcul des moments réels :**

$$M_t^{\max} = 0,75 \times 26,42 = 19,82 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_a^{\max} = -0,5 \times 26,42 = -13,21 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage**

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

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

Tableau II.26 Résultats des ferraillages des volées de l'étage courant

Zone	M_u (kNm)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{adoptée}$ (cm^2/ml)	S_t (cm)
Travée	19,82	0,082	0,108	0,124	4,58	1,57	3HA14=4,62	25
En appui	13,21	0,055	0,071	0,126	3,01	1,57	4HA10=3,14	25

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

➤ **Vérfications**

❖ **Calcul à ELU**

➤ **Vérfication de l'effort tranchant** : $V^{max} = 28,2 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{28,2 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,216 \text{ MPa} \leq \tau^{adm} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \text{verifiée}$$

donc on a pas besoin des armateurs transversales.

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

Entravée : $A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = 1,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$; On choisit : 3HA8 = 1,51 cm²/ml ; st = 33cm

En appuis : $A_{ra} \geq \frac{A_a}{4} = 0,785 \text{ cm}^2/\text{ml}$; on choisit : 3HA8/ml = 1,51; st = 33cm.

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

a) **Sens principale**

En travée : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

En appuis : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

a) **Sens secondaire**

Armature de répartition : $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4 e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \text{Vérfiée.}$

❖ **Calcul à l'ELS**

➤ **Vérfication des contraintes dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

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

$$M_0^{max}(1,52) = 18,13 \text{ KN.m}$$

• **En travée**

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2 ; M_{tser}^{max} = 0,75 \times 18,13 = 13,6 \text{ KN.m} ; Y = 3,06 \text{ cm} ; I = 5608,74 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{13,6 \times 3,06}{5608,74} \times 10^3 = 7,42 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **En appui**

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 ; M_{aser}^{max} = -0,5 \times 18,13 = -9,06 \text{ KN.m} ; Y = 2,51 \text{ cm} ; I = 3844,8 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9,06 \times 2,54}{3910,64} \times 10^3 = 5,93 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérfication de la flèche**

1. $\frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M'_x}{10 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{15}{370} = 0,051 < 0,075 \Rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée

2. $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{4,62}{100 \times 13} = 0,0035 \leq 0,0105 \Rightarrow$ la condition est vérifiée

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

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible est : $f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{3700}{500} = 7,4$ mm

Tableau II.27 Evaluation de la flèche dans la partie de l'escalier

	Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes (MPa)		Flèches (mm)	
	Volée	Palier						
J	4,75	4	Mj	6.74	σstj	123.69	fji	1,047
G	8,95	5,43	Mg	11.784	σstg	216,22	fgi	0,6469
							fgv	1,2046
P	11,45	7,93	Mp	15.41	σstp	282,82	fpi	1,047

Après le calcul, on trouve : $f = 1,43\text{mm} < f^{adm} = 7,4\text{mm}$ c'est vérifiée.

❖ Schéma de ferrailage :

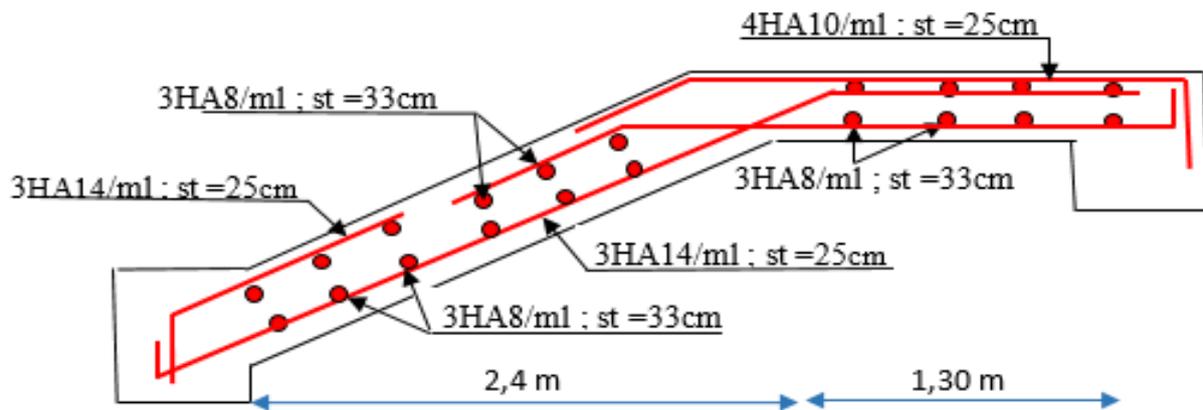


Figure II.19 Schéma de ferrailage de l'escalier type 2

• Calcul de la poutre palière :

Cette poutre est calculée comme élément encastree à ses deux extrémités, est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous l'effort tranchant qu'on calcule à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcule à la torsion.

1. Calcul à la flexion :

➤ Pré-dimensionnement de la poutre :

- On doit vérifier les conditions de la flèche, tel que :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10}$$

On prend : h = 35cm et b = 30cm

2. Définition des charges:

La poutre palière est soumise à :

- Son poids propre : $G_0 = 25 \times 0,35 \times 0,3 = 2.625 \text{ KN/m}$

- Charge transmise de la paillasse :

ELU: $R_{Au} = 24.2 \text{ KN/m}$

ELS: $R_{As} = 17.41 \text{ KN/m}$

ELU: $Q_u = 1,35 G_0 + R_{Au} = 27.74 \text{ KN/m}$

ELS: $Q_s = G_0 + R_{As} = 20.03 \text{ KN/m}$

$$V_u = q_u \frac{l}{2} = 69.35 \text{ KN}$$

Les moments:

$$\text{Travée : } M_u^t = \frac{Q_u \times l^2}{24} = \mathbf{28,89 \text{ KNm.}} \quad M_{ser}^t = \frac{Q_s \times l^2}{24} = \mathbf{20.86 \text{ KNm.}}$$

$$\text{Appui : } M_u^a = \frac{Q_u \times l^2}{12} = \mathbf{57,79 \text{ KNm}} \quad M_{ser}^a = \frac{Q_s \times l^2}{12} = \mathbf{41,72 \text{ KNm.}}$$

➤ Ferrailage :

On a $h = 35 \text{ cm}$, $d = 33 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ et $f_e = 400 \text{ Mpa}$:

Tous les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II 28 Calcul des armatures.

Elément	Moment (KNm)	μ_{bu}	α	z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)
Travée	28,89	0,062	0,08	0,319	2,59	3HA12
Appui	57,79	0,124	0,167	0,307	5,39	3HA12

3. Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :

- $A_{inf} = V_u / f_e / \gamma_s = 1,19 \text{ cm}^2$

- Vérification de la condition de non fragilité :**

On doit vérifier la condition suivante :

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

Avec $f_{t28} = 0.6 + 0.06 * f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$, $f_e = 400 \text{ Mpa}$, $b = 0.30 \text{ m}$ et $h = 0.35 \text{ m}$

Les vérifications sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II29 Vérification de la condition de non fragilité

A _{min} (cm ²)	travée		Appui	
	A _{cal} (cm ²)	Observation	A _{cal} (cm ²)	Observation
1.19	3,39+3,39	vérifier	3,39+3,39	vérifier

- Vérification de l'effort tranchant :

D'après le **CBA 93 (art A.5.1.1)** la contrainte de cisaillement doit être inférieure à la contrainte admissible de cisaillement.

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \text{ et } V_u = \mathbf{69.35 \text{ KN}}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{69.35 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.70 \text{ Mpa.}$$

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment, donc la fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$\Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Donc la condition est vérifiée.

- Armatures transversales :

On fixe; $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{b \times S_t \times 0.4}{f_e} = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj})}{0.9 \times f_e} = 0.2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on pose } A_t = 0.6 \text{ cm}^2$$

2. Calcul à la torsion :

Le moment de la torsion M_{tr} est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, est égal au moment d'appui. ($M_{tr} = M_a = \mathbf{13.21 \text{ KNm}}$). $M_{tr} = \mathbf{33,02 \text{ kn}}$

➤ Ferrailage:

Selon le **BAEL 91 (art 5.4.2.2)**, dans une section pleine, le noyau ne joue aucun rôle dans la torsion ; la section réelle est remplacée alors par une section fictive d'épaisseur égale à un sixième (1/6) de la section réelle.

- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{M_{tr}}{2 \times e \times \Omega}$$

Avec : e : épaisseur est égal à $\frac{a}{6} = \frac{30}{6} = \mathbf{5 \text{ cm}}$.

Ω : L'aire du contour à mi- épaisseur de la paroi, telle que $\Omega = (h-e) \times (b-e) = \mathbf{750 \text{ cm}^2}$

$$\text{Donc : } \tau_{uot} = \frac{33,02 \times 10^{-3}}{2 \times 5 \times 10^{-2} \times 750 \times 10^{-4}} = \mathbf{4,4 \text{ Mpa.}}$$

La contrainte totale est égale à la contrainte de flexion ajoutée à celle de la torsion.

$$\tau_{uot} = \sqrt{4,4^2 + 0,70^2} = \mathbf{4,45 \text{ Mpa.}}$$

$\Rightarrow \tau_{uot} = 4,45 \text{ Mpa} \geq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$.Donc il ya un risque de rupture pas cisaillement pour la section $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

Donc on augmente la section à $(35 \times 40) \text{ cm}^2$ on aura :

$$e = 5,83 \text{ cm}$$

Elément	M _{ser} (KNm)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Observation
Travée	20,86	12,01	87566	2,92	15	Vérifiée
Appui	41,72	9,82	58965	6,98	15	vérifiée

➤ Vérification de la flèche

1. $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Leftrightarrow \frac{40}{500} = 0,08 > 0,0625 \Rightarrow$ la condition est vérifiée

2. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{6,46}{35 \times 38} = 0,0048 < 0,0105 \Rightarrow$ la condition est vérifiée

3. L=5m < 8m la condition est vérifiée.

Les deux conditions sont satisfaites, donc n'est pas nécessaire de vérifier la flèche

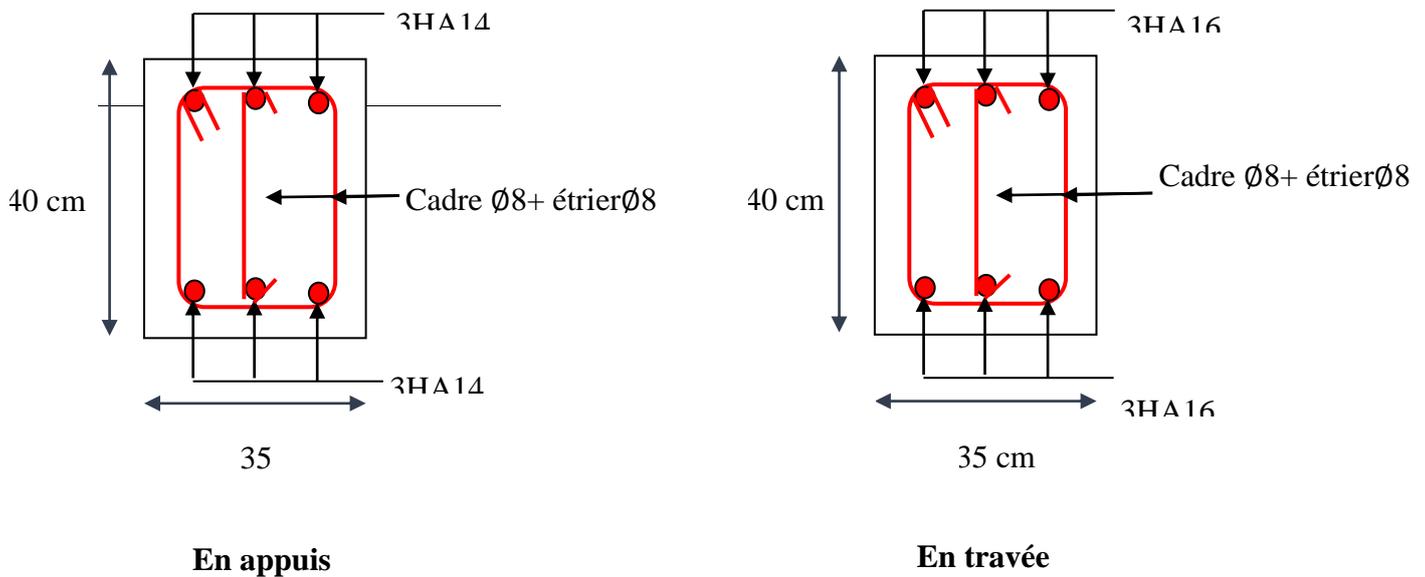


Figure II.20 Schéma de ferrailage de la Poutre palière

II.6 Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment. Réalisé en béton armé est assimilé à une console encastree au dernier. Plancher (système isostatique), car la section la plus dangereuse se

trouve au niveau de l'encastrement soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique F_p.

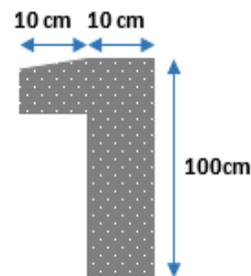


Figure II.22 Schéma de l'Acrotère

$$S = (0.1 \times 1) + (0.1 \times 0.07) + \left(\frac{0.1 \times 0.03}{2}\right) \Rightarrow S = 0.1085 m^2$$

P_P (poid propre): P_P = 25 × S => P_P = 2.71 KN/ml

I.1.1 II.4.3 : Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande d'un mètre linéaire.

II.6.1 : Evaluation des charges et surcharges :

➤ **Verticales**

Tableau II.31 Evaluation des charges verticales

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface cm ²	Enduit de ciment (e = 1,5 cm)	Poids propre Mortier (KN/ml)	Total G(KN/ml)	Q(KN/ml)
100	10	1000	217,44	0.587088	3.087088	<u>1</u>
(7+0.5x3)	10	85	0	0	0.02125	
Total					3.108	

➤ **Horizontales : (dues au séisme)**

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Pour notre cas : { Groupe d'usage 2.
Zone IIa (Bouira).

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0.15 \text{ (Tableau 4-1 du RPA99)} \\ C_p = 0.8 \text{ (Tab. 6.1 du RPA99)} \\ W_p = 3.108 \text{ KN/m} \end{array} \Rightarrow F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 3.108 \Rightarrow F_p = 1,49 \text{ KN}$$

II.4.5 : Calcul des sollicitations

a) Calcul du point d'application de force

$$\left\{ \begin{array}{l} Y_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} \\ Z_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} \end{array} \Rightarrow \begin{cases} Y_G = 0.0576m \\ Z_G = 0.5347m \end{cases}$$

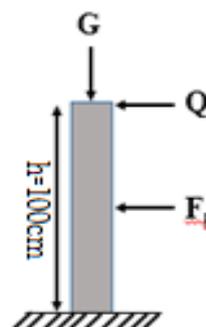


Tableau II.23 Les Sollicitations sur l'acrotère

Avec X_G = 0.50

➤ Calcul des sollicitations

$$Q = 1\text{KN}, M_Q = Q \times H \Rightarrow M_Q = 1\text{KN.m}; G = N_G = W_P = 3,108\text{KN}; M_G = 3.108 \times (0.0576 - 0.05)$$

$$M_G = 0.023\text{KN.m} \quad M_{Fp} = F_P \times Z_G \Rightarrow M_{Fp} = 1,49 \times 0,5347 = 0,796\text{KN.m.}$$

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

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

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

$$\text{avec : } h = 100\text{cm} \Rightarrow e_a = \max(2\text{cm}; \frac{100}{250}) = 2\text{cm} \quad ; \quad e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

Avec : l_f : Longueur de flambement $l_f = 2h = 2 \times 1 = 2\text{m}$

$$h_0 : \text{Hauteur de la section } h_0 = 10\text{cm} \quad ; \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0.023}{0.023 + 1} = 0.022$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée généralement égale à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times 2^2 \times (2 + 2 \times 0.022)}{0,1 \times 10^4} = 0,0024 \quad m = 0,24 \quad \text{cm.}$$

Tableau II.32 Combinaisons d'actions de l'acrotère.

Sollicitations	Combinaison accidentelle			ELU	ELS
	G + Q + E	0.8G+E	0.8G-E	1,35G + 1,5Q	G + Q
Combinaison					
N (KN)	3,108	2,49	2,49	4,2	3,108
M (kNm)	0,819	0,814	0,776	1,53	1,023
$e_1 = M/N$	0,264	0,327	0,312	0,364	/
e2cm	0,024	0,024	0,024	0,024	/
ea	0,02	0,02	0,02	0,02	/
e	0,308	0,371	0,356	0,408	/
h /6	0,252	0,302	0,276	1,714	/
Section	0.0166	0.0166	0.0166	0.0166	/

Mu (kNm)	SPC	SPC	SPC	SPC	/
----------	-----	-----	-----	-----	---

a) Ferrailage de l'acrotère

$$\begin{cases} N_u = 4,20 \text{ kN} \\ M_u = N_u \times e = 4,20 \times 0,408 = 1,714 \text{ kN.m} \end{cases}$$

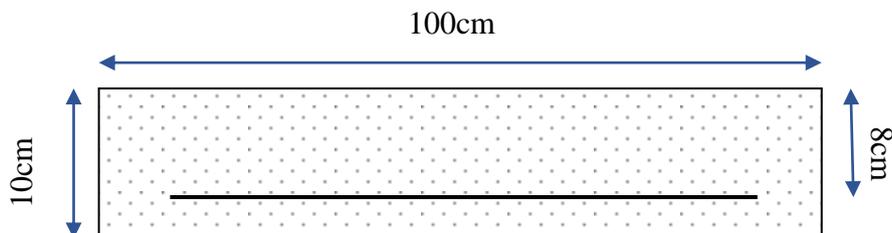


Figure II.24 Schéma statique de l'acrotère.

• Calcul à l'ELU

Le ferrailage est calculé à l'ELU, puis la vérification des contraintes se fera à l'ELS.

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

Sollicitations	Combinaison accidentelle			ELU	ELS
Combinaison	G + Q + E	0.8G+E	0.8G-E	1,35G + 1,5Q	G + Q
Mf (kNm)	1,051	0,998	0,961	1,840	/
μ	0,0089	0,0084	0,0081	0,0203	/
α	0,0112	0,0106	0,0102	0,0256	/
Z (m)	0,0796	0,0797	0,0797	0,0792	/
$A_T(\text{cm}^2)$	0,33	0,31	0,30	0,67	/
$A_s(\text{cm}^2)$	0,32	0,31	0,30	0,66	/
Mf	1,050	0,998	0,961	1,839	/
μ	0,0089	0,0084	0,0081	0,0203	/
α	0,0112	0,0106	0,0102	0,0256	/
Z (m)	0,0796	0,0797	0,0797	0,0792	/
$As(\text{cm}^2)$	0,3298	0,3134	0,3016	0,6676	/

Avec :

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) ; \mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} ; \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} ; z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$A_r = \frac{M_f}{z \times f_{st}}; \quad \text{flexion composée} \quad A_s = A_r - \frac{N_u}{f_{st}}$$

a) Vérification à l'ELU

▪ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2 > A_s \quad \text{On adapte : } A_s = \mathbf{4HA8=2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}}.$$

▪ Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = \mathbf{4HA6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}}.$$

▪ Espacement

$$\text{Armatures principale : } S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 25 \text{ cm}.$$

$$\text{Armatures de répartitions : } S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 10 \text{ cm}.$$

▪ Vérification au cisaillement

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

$$\tau \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = \min(2,5 ; 4 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2,5 \text{ Mpa}.$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1,30 + 1 \Rightarrow V_u = 2,30 \text{ KN}.$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau = \frac{2,30}{1 \times 0,08} = 0,029 < \bar{\tau} = 2,5 \rightarrow \text{Vérfié.}$$

b) Vérification à l'ELS

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

❖ Contrainte limite de l'acier et du béton.

$$d=0,08 \text{ m}; \quad N_{\text{ser}}=3,108 \text{ kN}; \quad M_{\text{ser}}=1,023 \text{ KN.m}; \quad \eta=1,6 \quad \text{pour les HR}$$

▪ Contrainte limite de l'acier

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{\text{ser}} \times y_{\text{ser}}}{I}; \quad \sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{\text{ser}} \times (d - y_{\text{ser}})}{I}. \quad \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}.$$

$$\text{On a F.N} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266,67; 201,6) = 201,6 \text{ Mpa}.$$

▪ **Position de l'axe neutre**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_G = \frac{1,0231}{3,18} = 0,364m > \frac{h_0}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05 \text{ m} \Rightarrow$$
 Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc la Section est partiellement comprimée.

▪ **Position de centre de poussée**

D'après la convention de signe illustrée par le schéma à coté on a :

$$y = y_c + c ; \quad c = e_G - \frac{h_0}{2} \Rightarrow 0,36 - 0,05 = 0,31m \quad \text{On à N (compression) donc } c = - 0,31m$$

Le calcul de y_c revient à résoudre l'équation suivant : $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$.

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c). \quad \Leftrightarrow P = -0,28m^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2. \quad \Leftrightarrow q = 0,057m^2$$

$$y_c^3 - 0,14 \times y_c + 0,016 = 0.$$

Tel que : $\Delta = 4p^3 + 27 q^2 = - 4,83 \times 10^{-3}$

$\Delta < 0 \rightarrow$ Trois racines réelles, il faut choisir celle qui convient : $0 \leq y = y_c + c \leq h$.

On a : $c \leq y_c \leq h+c \Rightarrow -0,31 \leq y_c \leq 0,689$ On opte pour $y_c = 0,30m \Rightarrow y = y_c + c = -0,011m$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} - 15 A (d - y) = -2,14 \times 10^{-4} m^3$$

$$\sigma_{bc} = 0,051Mpa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 Mpa \quad \sigma_{sc} = 6,378Mpa < \bar{\sigma}_{st} = 201,6MPa$$

Schéma de ferrailage

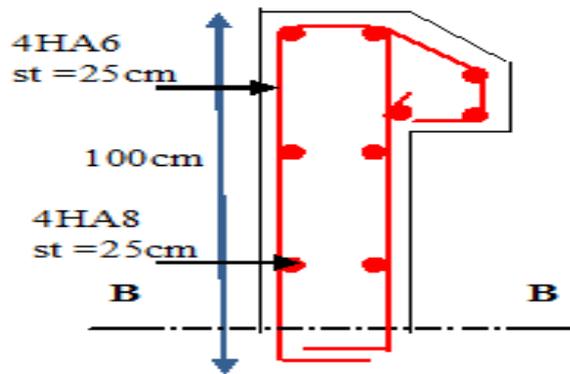


Figure II.25 Schéma de ferrailage de l'acrotère

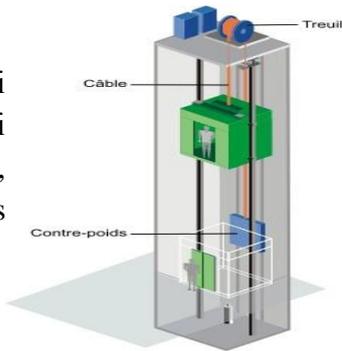
I.1.2 II.7 Etude de la dalle d'ascenseur

I.1.3 II.7.1 : Définition

L'ascenseur de notre projet est constitué d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine, Destinée pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivant :

L : Longueur de l'ascenseur =1.7m : Largeur de l'ascenseur =1.6m.

La vitesse V =0.63m/s. Hauteur

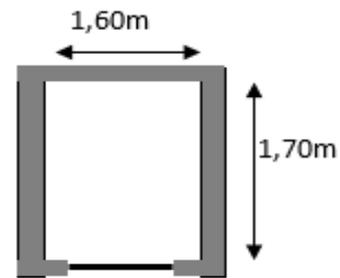


I.1.4 II.7.2 : Pré dimensionnement de la dalle

$$\rho = \frac{1.60}{1.70} = 0.94 > 0.4 \Rightarrow \frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \Rightarrow e = 4 \text{ cm}$$

$e \geq 11 \text{ cm} \rightarrow$ Pour deux heure de coupe-feu

Donc on opte pour la dalle une épaisseur de : $e = 15 \text{ cm}$



I.1.5 II.7.3 : Etude de dalle machines :

La dalle de machine est soumise aux charges suivantes :

- **Charges concentrées :**
- F_c : Charge due à la rupture du câble =50KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur (poids cabine et accessoire) = 15KN.
- P_M : Poids machine (moteur et treuil) =12KN.
- D_m : Charge due à la salle de machine = 51KN.
- La charge nominale est de 630 kg, $Q=6.3 \text{ KN}$

$$P = P_m + D_m + 6.3 = 15+51+6.3 \Rightarrow P = 72.3 \text{ KN}$$

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située 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.

$(U \times V)$: Surface d'impact, a_0 et U : Dimensions suivant le sens x-x'

b_0 et V : Dimensions suivant le sens y-y'

II.7.3.1 Dalle au-dessous de l'ascenseur

Figure II.26 Cage d'ascenseur.



Figure II.27 Schéma représentant la surface d'impact.

D'après le BAEL 91 on a : $\begin{cases} u = a_0 + e + 2 \times \xi \times h_0 \\ v = b_0 + e + 2 \times \xi \times h_0 \end{cases}$

La charge concentrée g est appliquée sur la surface $a_0 \times b_0$ de la dalle, elle agit uniformément sur un air $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle, comme montre la figure suivante :

$\begin{cases} e : \text{est l'épaisseur de la dalle plein, soit } e = 15\text{cm} \\ h_0 : \text{est l'épaisseur du revêtement rigide (chape de béton)} \\ \text{soit } h_0 = 5\text{cm} \Rightarrow \xi = 1 \text{ (revêtement en béton)} \end{cases}$

On a une vitesse $V = 0.63\text{m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80\text{cm} \\ b_0 = 80\text{cm} \end{cases}$

$\Rightarrow \begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} u = 105\text{cm} \\ v = 105\text{cm} \end{cases}$

Evaluation des moments sous charge concentrée

➤ **M_{x1} et M_{y1} du système**

M_{x1}, M_{y1} sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie Selon le BAEL91

$\begin{cases} M_{x1} = q \times (M_1 + v \times M_2) \\ M_{y1} = q \times (M_2 + v \times M_1) \end{cases}$ Avec : $v = \text{coefficient de poisson} \begin{cases} v = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ v = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$

M_1 En fonction de ρ et $\alpha = \frac{u}{l_x}$; $\alpha = \frac{105}{160} = 0.65$ et $\rho = 0.94$

M_2 En fonction de ρ et $\beta = \frac{v}{l_y}$; $\beta = \frac{105}{170} = 0.62$ et $\rho = 0.94$

D'après les abaques de PIGEAUD (annexe 03), en fonction de ρ et α, β on a trouvé :

$\rho = 0.94$ et $\begin{cases} \alpha = 0.65 \\ \beta = 0.62 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.082 \\ M_2 = 0.049 \end{cases}$ AnnexII

À l'ELU :

$q_u = 1.35 \times P \Rightarrow q_u = 1.35 \times 72.3$

À l'ELS :

$q_{ser} = P = 72.3 \text{ KN}$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_u = 97.6 \text{ KN} \\ q_s = 72.3 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau II.33 : Les sollicitations sous charge concentrée

Désignation	M_{x1} (KN.m)	M_{y1} (KN.m)
ELU	8.003	4.782
ELS	5.928	3.543

Evaluation des moments sous charge répartie (due au poids propre de la dalle):

➤ M_{x2} et M_{y2} du système

Les moments sont donnés par les expressions suivantes :

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_2^y = \mu_y \times M_2^x \end{cases}$$

$$\rho = 0.94 \rightarrow \text{à l'ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8661 \end{cases} \quad \text{à ELS} : \begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.9087 \end{cases} \quad \dots\dots\dots \text{AnnexII}$$

$$\text{Avec} : \begin{cases} G = 25 \times 0.15 + 20 \times 0.05 \\ Q = 1 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} G = 4.75 \text{ KN.m} \\ Q = 1 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ q_s = G + Q \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_u = 7.91 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = 5.75 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Tableau II.34 Evaluation des moments sous charge répartie

Désignation	M_{x2} (KN.m)	M_{y2} (KN.m)
ELU	0.848	0.735
ELS	0.723	0.657

• La Superposition des moments :

$$\text{Superposition des moments} : \begin{cases} M_{x0} = M_{x1} + M_{x2} \\ M_{y0} = M_{y1} + M_{y2} \end{cases}$$

Tableau II.35 La Superposition des moments sous charges réparties

Désignation	M_{x0} (KN.m)	M_{y0} (KN.m)
ELU	8.851	5.517
ELS	6.651	4.2

• Les moments corrigés :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{x0} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{y0} \\ M_a = -0.4 \times M_{x0} \end{cases}$$

Tableau II 36 : Les moments corrigés charges réparties

Désignation	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_a (KN.m)
ELU	7.523	4.689	3.541
ELS	5.653	3.57	2.661

✓ **Ferrailage**

Le calcul se fait pour une section de $b=1m$, $h=15cm$ et $d=12cm$, sollicitée à la F.S

Tableau II.37 : Tableau des ferrillages de la dalle

Endroit	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	X-X	7.523	0.037	0.047	0.117	1.84	1.4	4HA10 =3.14	25
	Y-Y	4.689	0.023	0.029	0.118	1.14	1.2	4HA8 =2.01	25
Appui		3.541	0.017	0.022	0.119	0.86	1.4	4HA8 =2.01	25

• **Vérification au poinçonnement**

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée et éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que : $q_u \leq 0,045 \times U_c \times e \times f_{c28} / \gamma_b$ C.B.A.93 (Article A.5.2)

Avec Périmètre U_c du rectangle d'impact, $U_c = 2 \times (U+V) = 2 \times (105+105) \Rightarrow U_c = 420cm$

$q_u = 97.6KN/m^2 \leq 0.045 \times 4.20 \times 0.15 \times (25 \times 10^3 / 1.5) = 472.5KN/m^2 \rightarrow$ condition vérifier

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$T_u = T_v = \frac{q_u}{3 \times U} = \frac{97.6}{3 \times 1.05} = 30.98KN, \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{30.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.26 MPa$$

$$\tau_u = 0.26 MPa < \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17MPa \rightarrow$$
 condition vérifier

• **Vérification des contraintes dans le béton**

Figure II.38 Tableau de vérification des contraintes.

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
x-x	5.653	2.58	3713.7	$3.93 \leq 15$	vérifier
y-y	3.57	2.57	3713.7	$2.48 \leq 15$	vérifier
Appui	2.661	2.89	4638.8	$1.66 \leq 15$	vérifier

• **Vérification de la flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{l} \geq \max \left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}, \frac{3}{80} \right) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. ; \text{Sens x-x : } \begin{cases} 0.093 > 0.0375 \\ 0.0026 < 0.005 \end{cases}, \text{Sens y-y : } \begin{cases} 0.088 > 0.0375 \\ 0.0017 < 0.005 \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées dans les deux sens, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

➤ **Schéma de ferrailage**

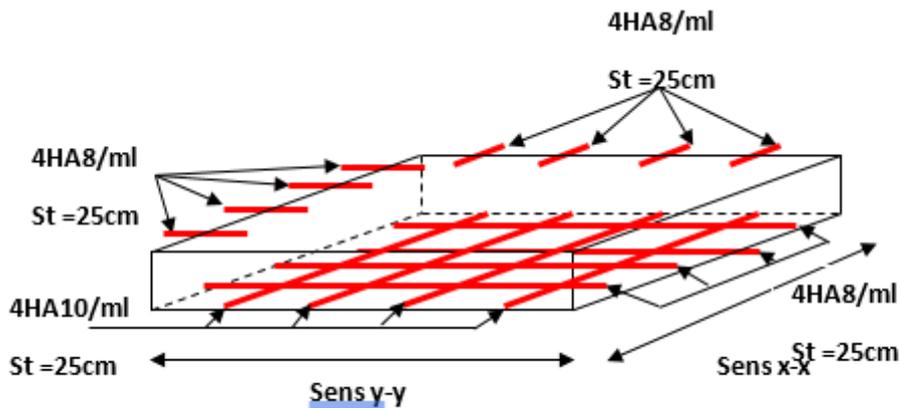


Figure II.28 Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessus de l'ascenseur.

II.8 Etude de la poutre :

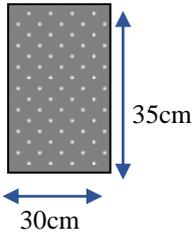
Sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendre les efforts, leur pré dimensionnement sont déterminées selon des conditions bien définies, on distingue : les poutres principales, les poutres secondaires.

- a) **Les poutres principales :** elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.
- b) **Les poutres secondaires :** elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

On suppose des poteaux de (30×30) cm².

Tableau II.39 Pré dimensionnement de différentes poutres.

	Pré dimensionnement	Schémas
Poutres chainages	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ $L_{max} = 415 - 30 = 385cm \Rightarrow 25,67cm \leq h \leq 38,5cm$ <p>Après avoir fait les vérifications nécessaires :</p> <p>On adopte : h = 30cm. b = 25cm</p>	
Poutres principales	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ $L_{max} = 550 - 30 = 520cm \Rightarrow 34,67cm \leq h \leq 52cm$ <p>Après avoir fait les vérifications nécessaires :</p> <p>On adopte : h = 40cm. b = 30cm.</p>	

Poutres secondaires	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ $L_{max}=415-30= 385cm \Rightarrow 25,67cm \leq h \leq 38,5 cm$ <p>Après avoir fais les vérifications nécessaires :</p> <p>On adopte : h = 35cm. b = 30cm.</p>	
----------------------------	---	---

• **Vérifications**

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

- $b \geq 20cm$ condition vérifiée.
- $h \geq 30cm$;condition vérifiée.
- $h/b < 4$ condition vérifiée

II.9 Etude de la poutre de chaînage :

Les poutres des chaînages, à calculer dans notre projet sont des poutres horizontales en béton arme, qui servent à reprendre les poids des doubles cloisons et l’acrotère.

D’après le **RPA99 (Art 9.3.3)**, la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l’épaisseur de l’élément supporté (**25×30**).



Figure II.29 Schéma statique de la poutre chaînage

II.9.1 Calcul des sollicitations :

La poutre de chaînage est considérée comme étant simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et une partie du plancher à corps creux.

- Poids propre de la poutre: $G_p = \gamma_b \times h \times b \rightarrow G_p = 25 \times 0,25 \times 0,3 = 1,875 \text{ KN/ml}$.
- Poids du mur: $G_{mur} = 2,67 \times (3,06 - 0,3) = 7,37 \text{ KN/ml}$

Combinaison de Charge :

ELU : $q_u = 1,35 \times (1,875 + 7,37) = 12,48 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (1,875 + 7,37) = 9,24 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul à ELU :**

$M_u = q_u \frac{L_{max}^2}{8} = 26,86 \text{ KN.m} ; M_t^u = 0,75 \times M_u = 20,15 \text{ KN.m}$

$$M_a^u = -0,6 \times M_u = -16,11 \text{ KN.m} ;$$

$$V_u = 1,15 \times q_u \times \frac{L_{max}}{2} = 29,78 \text{ KN.}$$

➤ **Calcul à ELS :**

$$M_s = q_s \frac{L_{max}^2}{8} = 19,89 \text{ KN.m} ; M_t^s = 0,75 \times M_s = 14,92 \text{ KN.m}$$

$$M_a^s = -0,6 \times M_s = -11,93 \text{ KN.m}$$

Ferrailage :

Le calcul des armateurs se fait à la flexion simple ; on a FPN on adopte $d=27\text{cm}$.

Tableau II.40 Ferrailage longitudinales de la poutre de chaînage.

Position	M_u kNm	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
En travée	20,15	0,077	0,101	0,25	2,24	0,81	3HA12=3,39
En appuis	16,11	0,062	0,08	0,26	1,77	0,81	3HA12=3,39

➤ **Vérfications à ELU :**

✓ **Effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{29,78 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,27} = 0,36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ Vérifiée, donc pas de risque de rupture par cisaillement

✓ **Calcul des armatures transversales :**

Selon le (Art A.7.2, 2) BAEL91/99 :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) = 10 \text{ mm.} \leftrightarrow (1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier}) \text{ HA8} \Rightarrow A_t = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2.$$

✓ **L'espace (CBA art A.5.1.2.2)**

$$1) S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 24,3 \text{ cm.}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 0 \text{ cm.}$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_t \leq 67 \text{ cm. D'après l'article 9.3.3 de RPA2003 exige un espacement}$$

$$S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}). \text{ on prend } S_t = 15 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

Tableau II.41 Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre chaînage.

Zone	$M_{ser}(\text{KN.m})$	Y (cm)	I(cm^4)	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc}^{adm}(\text{MPa})$
En travée	14,92	10,82	34235.2	4,72	15
En appuis	11,93	11,83	45410	3,32	15

➤ **Vérification de la flèche**

1. $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Leftrightarrow \frac{30}{415} = 0,0723 > 0,0625 \Rightarrow$ la condition est vérifiée
2. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,39}{30 \times 27} = 0,00418 < 0,0105 \Rightarrow$ la condition est vérifiée
3. $L = 4,15\text{m} < 8\text{m}$ la condition est vérifiée.

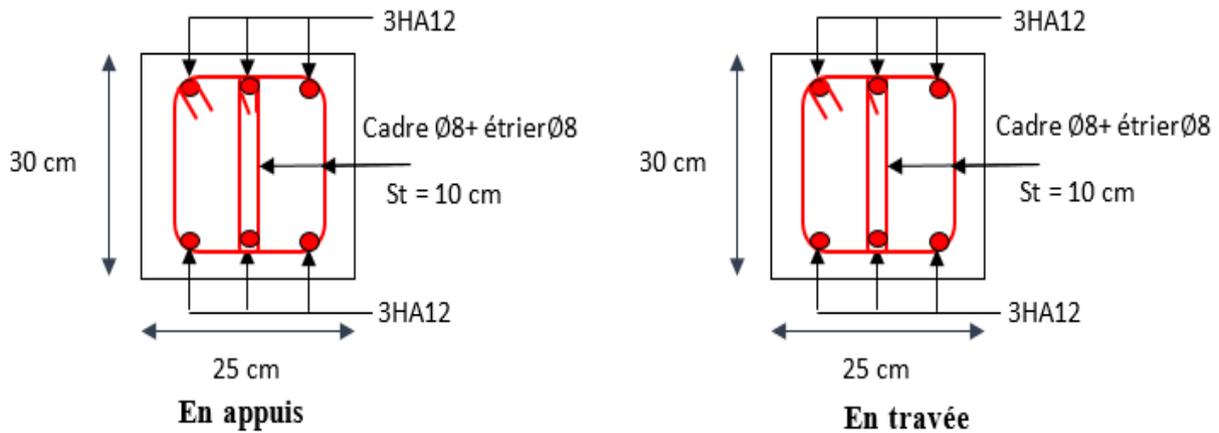


Figure II.30 Schéma de ferrailage de la Poutre chaînage

II. 10 Les voiles

Un voile est un élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d’enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l’épaisseur «e».

II.10.1 Pré dimensionnement des voiles

Le pré dimensionnement des voiles se fait en respectant les conditions suivantes :

- $e \geq \frac{h_e}{20}$ pour les voiles simple
- $e \geq 15\text{cm}$

Donc $e \geq \max(H_e/20 ; 15\text{ cm})$

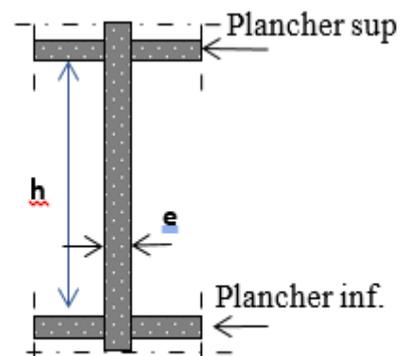


Figure II.31 Coupe verticale d'un voile

Tableau II.42 Le différent dimensionnement des voiles

étage	h étage (m)	h _e libre (m)	h _e /20 (m)	e» adopte (c»)
RDC	4,08	3,88	19,4	20
E courant	3,06	2,88	14,4	20

II.11 Les Poteaux

Sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations à la base de la structure.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression selon les règlements en vigueur. Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre aux critères et les recommandations du RPA99V2003.

On adopte préalablement la section des poteaux ($b_1 \times h_1$) comme suit :

- ✓ Pour le **RDC**: ($b \cdot h$) = **(50*50)** cm².
- ✓ Pour les étages courants **(1)**: ($b \cdot h$) = **(50*50)** cm².
- ✓ Pour les étages courants **(2) (3)**: ($b \cdot h$) = **(45*45)** cm².
- ✓ Pour les étages courants **(4) (5)**: ($b \cdot h$) = **(40*40)** cm²
- ✓ Pour les étages courants **(6) (7)**: ($b \cdot h$) = **(35*35)** cm²
- ✓ Pour les étages courants **(8)**: ($b \cdot h$) = **(35*35)** cm²

Tableau II.43 Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour les poteaux

Poteau	(50×50)	(45×45)	(40×40)	(35×35)	(35×35)	Observation
$\min(b_1, h_1) \geq 25cm$	50	45	40	35	35	Vérifiée
$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	20.4	15.3	15.3	15.3	15.3	Vérifiée
$0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4.$	1	1	0,889	0,875	0,857	Vérifiée

Tableau II.44 Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

	Désignation	Poids Volumique (KN/m ³)	Ep (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit ciment extérieur	18	0,015	0,27
2	Brique creuse de 15cm	/	0,015	1,3
3	Lame d'aire	/	0,05	/
4	Brique creuse de 10cm	/	0,01	0,9
5	Enduit plâtre intérieure	10	0,02	0,2
Charge permanent G				2,67

II.11.1 Descente de charges :

La descente de charge est effectuée pour deux poteaux C4 et C6, qui nous semblent être les plus charges, comme le bâtiment à usage d'habitation le DTR exige d'appliquer la loi de la dégression sur la surcharge Q.

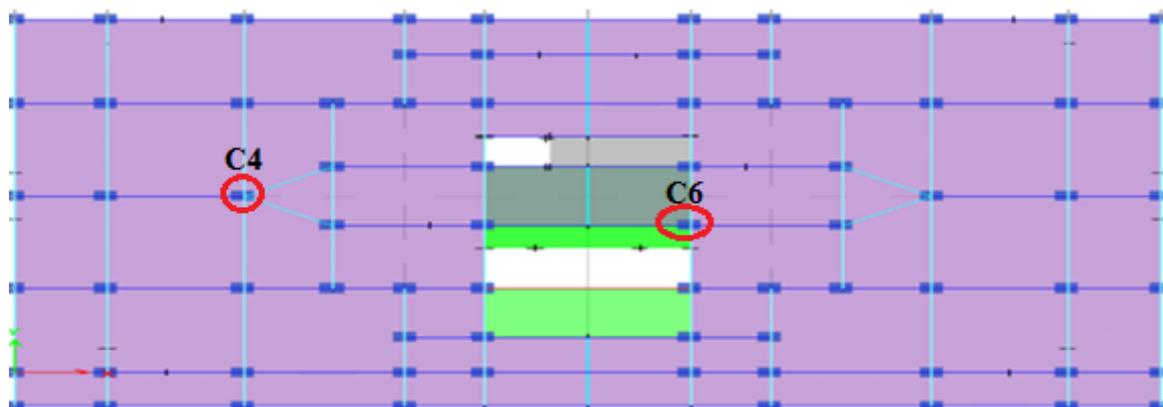


Figure II.32 Les poteaux les plus sollicités

Remarque :

La descente de charge sera détaillée pour le poteau (C6) et nous donnerons le résultat final pour le poteau (C4).

Pour les poutres on prend les dimensions suivantes :

- ✓ **Poutres principales** (30×40).
- ✓ **Poutres secondaires** (30×35).

➤ **Poids propre des poteaux**

Tous les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau ci-après

Tableau II.45 Poids propre des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Poids propre g (KN) g = h×b×He×γc
RDC	50×50	25.5
1 ^{ere} étage	50×50	19.125
2 ^{eme} étage	45×45	15.49
3 ^{eme} étage	45×45	15.49
4 ^{eme} étage	40×40	12.24
5 ^{eme} étage	40×40	12.24
6 ^{eme} étage	35×35	9.37
7 ^{eme} étage	35×35	9.37
8 ^{eme} étage	35×35	9.37

Poteau cage d'escalier (C6)

Les charges sur le poteau

Surface des poutres : S poutres = S PP + S PS

Surface totale : $S_{\text{totale}} = S_{\text{afférente}} + S_{\text{poutres}}$

Les charges revenant au poteau de la cage d'escalier :

Poids du plancher terrasse inaccessible :

$$G = G_{\text{terrace}} \times S_{\text{totale}} = 6.38 \times 16.41 = 104.69 \text{ KN}$$

$$Q = (1 \times 16.41) = 16.41 \text{ KN}$$

Poids du Plancher à corps creux : Figure II.33 : surface afférente de poteau C6

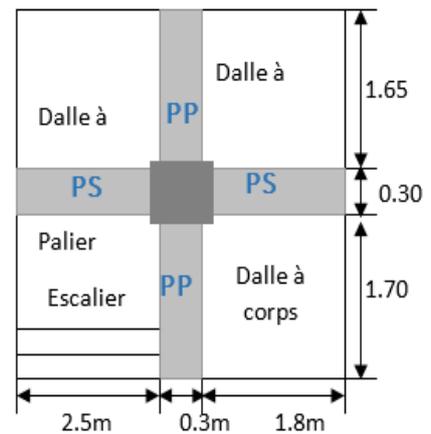


Figure II.33 : surface afférente de poteau C6

$$G = (5.21 \times 10.16) + (5.43 \times 3.25) + (8.95 \times 0.52) = 75.23 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{EC}} = (1.5 \times 10.16) + (2.5 \times 3.25) + (2.5 \times 0.52) = 24.66 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{C}} = (5 \times 10.16) + (2.5 \times 3.25) + (2.5 \times 0.52) = 60.22 \text{ KN}$$

Poids des poutres :

$$\text{PP} : G = 0.3 \times 0.4 \times 3.35 \times 25 = 10.05 \text{ KN}$$

$$\text{PS} : G = 0.35 \times 0.3 \times 4.3 \times 25 = 11.28 \text{ KN}$$

Poids des murs :

$$G = G_{\text{mur}} \times S \times h_e$$

$$Q = 2.67 \times (1.7 \times 2.66 + 2.66 \times 1.875) = 25.4 \text{ KN}$$

Acrotère :

$$G = 2.77 \times 4.6 = 12.74 \text{ KN}$$

$$Q = 1.00 \times 4.6 = 4.6 \text{ KN}$$

Loi de dégression des charges (DTR.B.C2.2 article 6.3 p16) :

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveau ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes : C'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement.

On adoptera pour le calcul :

Sous terrasse Q_0 .

Sous le dernier étage $Q_0 + Q_1$

Sous l'étage immédiatement inférieur	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
Sous le troisième étage	$Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
Sous le quatrième étage	$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
Pour n étage ($n \geq 5$)	$Q_0 + \frac{3+n}{2*n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Tableau II.46 La descente de charge du poteau rectangulaire

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse inaccessible	104,69	16,41
	poids de l'acrotère	12,74	
	poids des murs	25,4	
	poids des poteaux	9,37	
	poids des poutres	21,33	
	Total	173,53	16,41
N1	Venant de N0	173,53	24,66
	Plancher d'étage (16+4) cm	75,23	
	poids des murs	25,4	
	poids des poteaux	9,37	
	poids des poutres	21,33	
	Total	304,86	41,07
N2	Venant de N1	304,86	24,66
	Plancher d'étage (16+4) cm	75,23	
	poids des murs	25,4	
	poids des poteaux	9,37	
	poids des poutres	21,33	
	Total	436,19	63,26
N3	Venant de N2	436,19	24,66
	Plancher d'étage (16+4) cm	75,23	
	poids des murs	25,4	
	poids des poteaux	12,24	
	poids des poutres	21,33	
	Total	570,39	82,99
N4	Venant de N3	570,39	24,66
	Plancher d'étage (16+4) cm	75,23	
	poids des murs	25,4	
	poids des poteaux	12,24	
	poids des poutres	21,33	

	Total	704,59	100,25
N5	Venant de N4	704,59	
	Plancher d'étage (16+4) cm	75,23	
	poids des murs	25,4	24,66
	poids des poteaux	15,49	
	poids des poutres	21,33	
	Total	842,04	115,05
N6	Venant de N5	842,04	
	Plancher d'étage (16+4) cm	75,23	
	poids des murs	25,4	24,66
	poids des poteaux	15,49	
	poids des poutres	21,33	
	Total	979,49	127,38
N7	Venant de N6	979,49	
	Plancher d'étage (16+4) cm	75,23	
	poids des murs	25,4	24,66
	poids des poteaux	19,125	
	poids des poutres	21,33	
	Total	1120,575	138,97
N8	Venant de N7	1120,575	
	Plancher d'étage (16+4) cm	75,23	
	poids des murs	25,4	60,22
	poids des poteaux	25,5	
	poids des poutres	21,33	
	Total	1268,035	199,19
Ns=Gt+Qt		Ns=	1467,225
Nu=1,35Gt+1,5Qt		Nu=	2010,63

Selon le **CBA 93 (art B.8.1.1)**, on doit majorer l'effort de compression ultime N_u à **10%**, telle que :

$$N_u = 1.1 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$$

$$N_u = 1.1 \times (1.35 \times 1268.035 + 1.5 \times 199.19)$$

$$N_u = \mathbf{2211.69 \text{ KN}}$$

Tableau II.47 Récapitulation des résultats des poteaux les plus sollicités

Poteaux	N _G (KN)	N _Q (KN)	N _u (KN)	N _s (KN)
Poteau C6	1268.035	199.19	2010.63	1467.225
Poteau C4	1468,390	187,207	1862.23	1361.35

NB : Pour le poteau **C4**, nous avons trouvé les résultats de manière analogue, Donc le poteau le plus sollicité est le **poteau C6**.

➤ **Vérification pour le poteau**

a. Critère de stabilité de forme

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement).

$$N_u \leq \bar{N}_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \text{(BAEL91 art B.8.4, 1)}$$

Avec :

B_r: section réduite du béton (B_r = (a-2)*(b-2)).

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

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } 0 < \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si : } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases} \quad s$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$; $l_f = 0.7 l_0$ (BAEL91 art B.8.3, 31) et $l_0 = h_{\text{poteau}}$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} \quad \text{Avec } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

➤ **Exemple de calcul :**

Vérification du poteau de la galerie commerciale (le plus élancé)

$$l_f = 0,7 \times (4.08) = 2.856 \text{ poteau } (50 \times 50)$$

$$I = \frac{0,5 \times 0,5^3}{12} = 5.2 \times 10^{-3} m^4 \text{ ou } i = 0,144 m$$

$$\text{Ce qui donne } \lambda = 19.83 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0.798$$

On doit vérifier que B_r > B_{calculé}

$$B_{\text{calculé}} \geq \frac{N_u^*}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{A.N : } B_{\text{calculé}} \geq \frac{2211.69 \times 10^{-3}}{0,798 \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0,120 m$$

$$B_r = (a-0,02) \times (b-0,02) = (0,5-0,02) \times (0,5-0,02) \Rightarrow B_r = 0,23 m^2 > B_{\text{calculé}} = 0,120 m^2$$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

Tableau II.48 Vérification au flambement des poteaux

Étages	Nu*	i	λ	α	Condition $B_r > B_{calculé}$		Observation
					B_r	$B_{calculé}$	
8	284.76	0.101	21.20	0.792	0.108	0.019	Vérifiée
7	520.48	0.101	21.20	0.792	0.108	0.029	Vérifiée
6	752.12	0.101	21.20	0.792	0.108	0.043	Vérifiée
5	983.96	0.115	18.62	0.804	0.144	0.055	Vérifiée
4	1211.72	0.115	18.62	0.804	0.144	0.086	Vérifiée
3	1440.26	0.129	16.6	0.776	0.184	0.084	Vérifiée
2	1664.72	0.129	16.6	0.776	0.184	0.097	Vérifiée
1	1893.35	0.144	14.87	0.82	0.23	0.105	Vérifiée
RDC	2211.69	0,144	19.83	0,798	0.23	0,120	Vérifiée

On remarque que la condition $B_r > B_{calculé}$ est vérifiée dans tous les niveaux, donc pas de risque de flambement.

II.12. Conclusion

L'étude des éléments secondaires (non structuraux) ont été calculé conformément à la réglementation en vigueur :

Les escaliers,

Acrotère

Plancher en corps creux et en dalle pleine.

Le pré dimensionnement est fait en répondant aux différentes exigences des différents règlements en vigueur des différents éléments structuraux (Poutres, Poteaux et voile de contreventement)

Afin de bien pré dimensionner les poteaux et de déterminer le poteau le plus sollicité, nous avons effectué la descente de charge sur les éléments qui nous semblaient les plus sollicités, en se référant : à la surface afférente, l'aboutissement des poutres. Il s'est avéré que le plus sollicité était le poteau (C6).

Chapitre III

III Etude sismique de l'ouvrage

III.1 Introduction :

Le fait que la structure est construite à Bouira dans la zone sismique IIa selon la classification RPA99/2003, et la hauteur du bâtiment dépasse 14 m, alors on doit prendre en charge son comportement vis-à-vis d'éventuels séismes. Selon les règlements en vigueur, des systèmes de contreventement et des diaphragmes rigides doivent être envisagés afin de maintenir la structure intacte lors d'un séisme majeur.

L'étude dynamique sera faite dans les règles de l'art en respectant les prescriptions des règles de RPA99/2003 et cela en adoptant un système de contreventement mixte voile-portique avec justification de l'interaction. Dans ce qui suit en présentera la modélisation de la structure en utilisant le logiciel ETABS ainsi les résultats obtenus afin de dimensionner les différents éléments structuraux de l'ouvrage.

III.2 Modélisation de la structure

La modélisation de la structure consiste à présenter une simulation sur le logiciel ETABS 2016 sous forme d'un modèle numérique en 3D. Le modèle de la structure est composé de 8 étages encastrés à la base

- $H_N = 28,56\text{m} > 23,00\text{m}$
- $L_x = 23,00\text{m}$
- $L_y = 29,50\text{m}$

La simulation du séisme se fait par introduction d'un spectre de réponse en fonction de la zone sismique et du site d'implantation. Le logiciel nous donne la main pour introduire un spectre réglementaire, on introduisant un spectre de réponse du RPA en fonction de la zone sismique qui est la zone (IIa), le type de sol qui est dans notre cas (S3) : site meuble, le groupe d'usage du bâtiment groupe 02, les matériaux constitutifs et le système de contreventement.

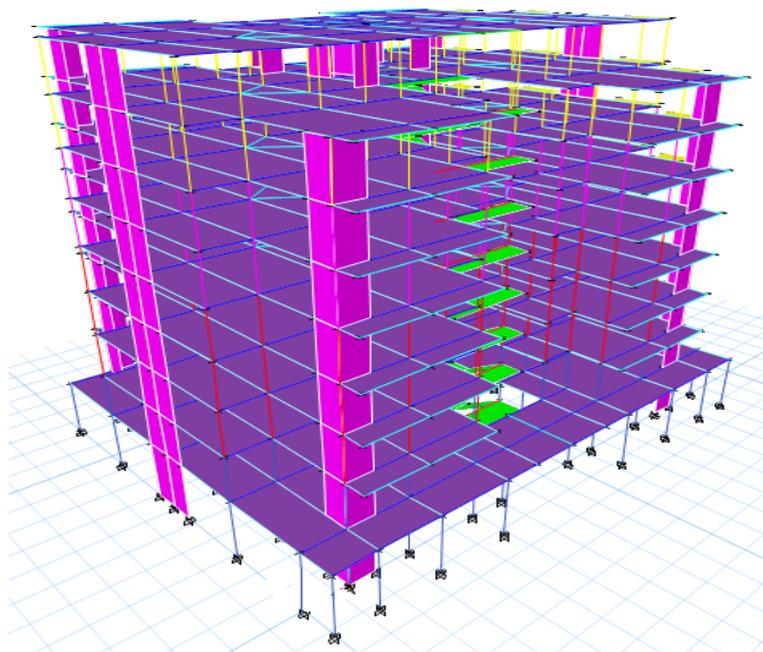


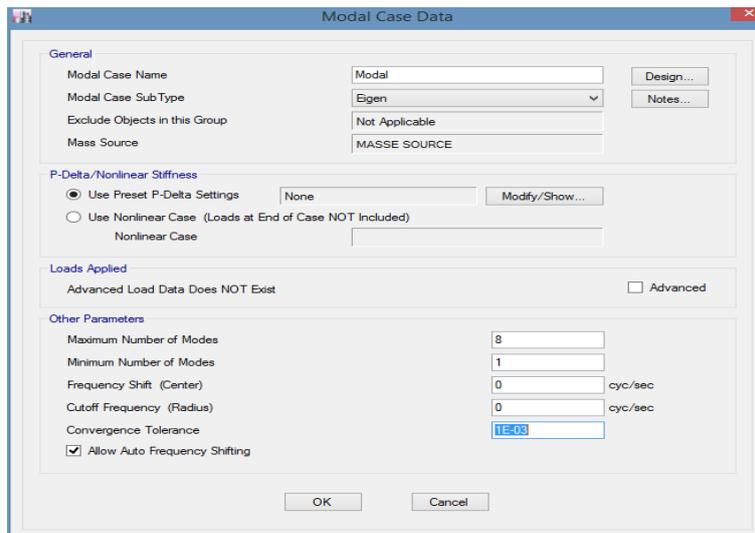
Figure III. 1 : Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS 2016

III.3 Méthode de calcul

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

- 1 – La méthode statique équivalente
- 2 – La méthode d'analyse modale spectrale
- 3 – La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

Pour l'étude dynamique on choisit la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures c'est la méthode d'analyse modale spectrale, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.



Remarque : La méthode statique équivalente n'est pas applicable, nous l'avons utilisé à titre pédagogique.

III.4 Calcul de l'effort tranchant statique totale à la base (V_{st})

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA99 (article 4.2.3)}$$

➤ **Détermination des coefficients**

- **A (Coefficient d'accélération de zone)** $\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (II}_a\text{)} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.15$
- **Le coefficient R (coefficient de comportement de la structure)**

Dans notre cas, on adopte un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

- **Le coefficient Q (Facteur de qualité)**

$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_i$, Avec P_q : pénalité correspondante au critère q (tableau 4.4 du RPA99/2003)

Tableau III. 1: Valeurs des pénalités P_q

Critère Q	Valeurs de P _q (xx)		Valeurs de P _q (yy)	
	Critère observé	Critère non observé	Critère observé	Critère non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	/	0.05	/	0.05
Redondance en plan	/	0.05	/	0.05
Régularité en plan	0	/	0	/
Régularité en élévation	0	/	0	/
Contrôle de la qualité des matériaux	0	/	0	/
Contrôle de la qualité de la construction	0	/	0	/
Valeur de Q	Q _x =1.1		Q _y =1.1	

• **Le facteur d'amplification dynamique D :**

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

Avec η : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule suivant :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \text{ Avec } \xi : \text{ Pourcentage d'amortissement critique donner par le Tableau 4.2}$$

Portique autostable en béton sans remplissage $\xi = 6\%$. Voile $\xi = 10\%$

$$\text{De RPA99/Version2003} \Rightarrow \xi = 6\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+6}} = 0.935$$

Remarque : au RDC on a la maçonnerie dans une seule direction.

Calcul des périodes caractéristiques relatives au sol T₁ et T₂ , RPA99/2003 (Tableau 4.7) :

$$\text{Le sol d'implantation de la structure est classé site S3 (meuble)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,50s \end{cases}$$

• **Calcul de la période fondamentale de la structure**

La période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99/2003 suivantes :

$$\begin{cases} T_h = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} h_N: \text{Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au} \\ \text{dernier niveau, On a } h_N = 28,56 \text{ m} \\ C_T: \text{Coefficient fonction du système de contreventement} \end{cases}$

On a un contreventement assuré par un système mixte voiles portique avec interaction,

$$C_T = 0,05 \text{ (tableau 4.6 du RPA99/ 2003)} \Rightarrow T_h = 0,05 \times 28,56^{\frac{3}{4}} = 0,62s.$$

L : Dimension maximale du bâtiment à sa base dans le sens de calcul $\begin{cases} L_x = 29,50 \text{ m.} \\ L_y = 23,00 \text{ m.} \end{cases}$

\Rightarrow Ce qui donne pour les deux sens :

$$T_x = \frac{0,09 \times 28,56}{\sqrt{29,5}} = 0,47s ; \quad T_y = \frac{0,09 \times 28,56}{\sqrt{23}} = 0,54s$$

$$\begin{cases} T_x = \text{Min} (T_1; T_{x2}) = 0,47s \\ T_y = \text{Min} (T_1; T_{y2}) = 0,54s \end{cases}$$

$$T_x = 0,15 \leq T_{sx} \leq T_2 = 0,5s \quad d'ou \quad 2,5 \times \eta = 2,5 \times 0,935 \quad \text{donc : } D_x = 2,34$$

$$T_y = 0,5s \leq T_{sy} \leq 3s \quad d'ou \quad 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_{sy}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,935 \times \left(\frac{0,5}{0,54}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{donc : } D_y = 2,22$$

• **W : poids total de la structure.**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

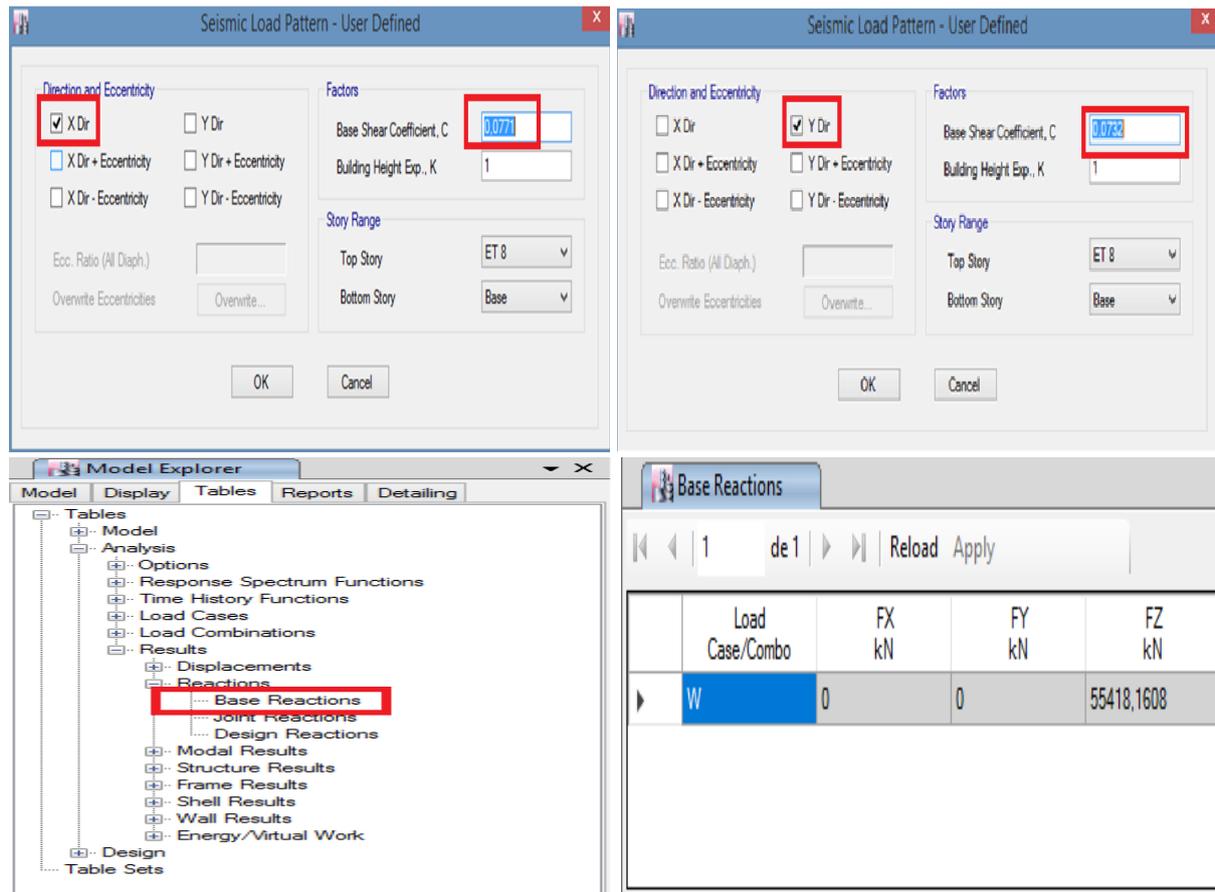
β : Coefficient de pondération, ... Tableau 4.5 du RPA99/ V 2003

$$\beta = 0,2 \rightarrow \text{Usage d'habitation .}$$

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

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

Après avoir extrait le poids total de la structure sur le logiciel **ETABS** ; La force sismique totale à la base de la structure est :



$$\begin{cases} V_{stx} = \frac{0.15 \times 2,34 \times 1.1}{5} \times W = 0,0771 W = 4272.74 kN \\ V_{sty} = \frac{0.15 \times 2,22 \times 1.1}{5} \times W = 0,0732 W = 4056.60 kN \end{cases}$$

III.5 Spectre de réponse de calcul

Le principe de cette méthode est d'estimer les efforts sismiques engendrés pour chacun des modes ainsi établir un spectre de réponse en se servant des expressions suivantes :

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

RPA99/ Version 2003(4.3.3)



Figure III. 2 : Spectre de réponse

III.6 Disposition des voiles de contreventement

La disposition des voiles a été faite après plusieurs tentatives, la disposition des voiles doit satisfaire les conditions de répartition des rigidités, des masses, et d'éviter les effets de la torsion tout en respectant la régularité de la structure. La disposition des voiles retenue est représentée par la figure ci-dessous.

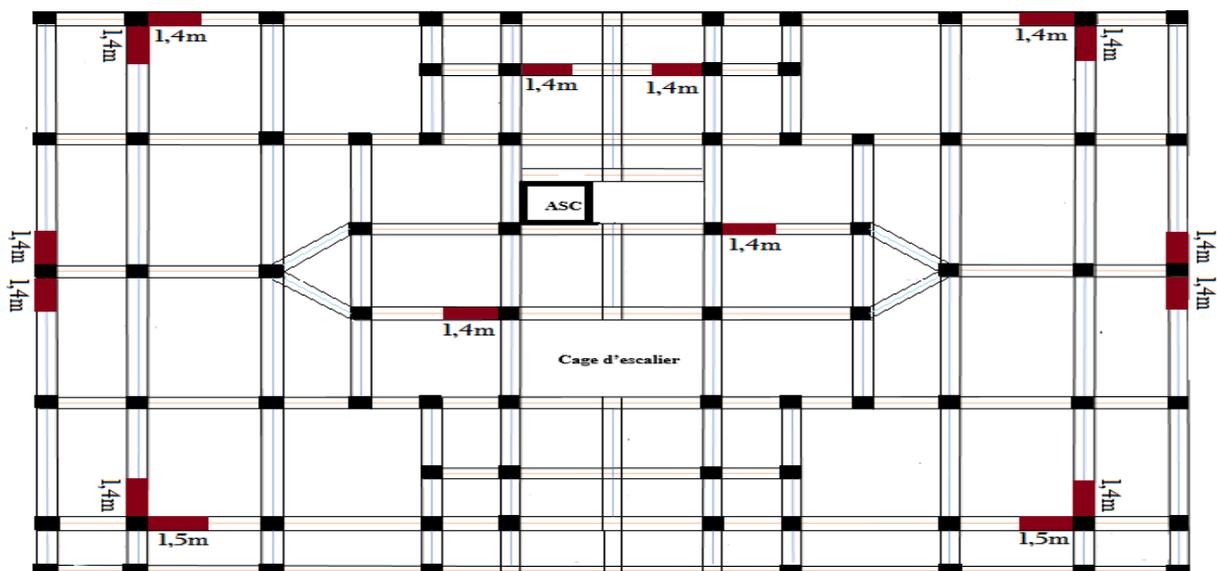


Figure III. 3 : Disposition des voiles de contreventement plan RDC

III.7 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnés par ETABS :

1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

Le modèle fait sur le logiciel et la disposition des voiles nous dans une participation massique de l'ordre à dépasser 90% apparaît de 8^{ème} mode dans deux sens.

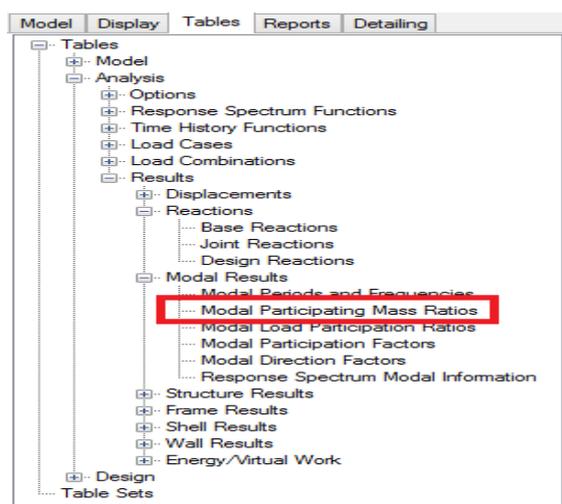


Tableau III. 2 : Périodes et taux de participation massique pour chaque mode

Mode	Période	UX	UY	Somme UX	Somme UY
	Sec				
1	0,696	0,0081	0,7205	0,81%	72,05%
2	0,683	0,7438	0,0085	75,19%	72,9%
3	0,632	0,0001	0,0159	75,19%	74,49%
4	0,222	0,0007	0,128	75,27%	87,29%
5	0,219	0,1293	0,0008	88,2%	87,37%
6	0,193	0,0007	0,0018	88,26%	87,56%
7	0,117	0,0523	0,0034	93,49%	87,9%
8	0,116	0,0029	0,0565	93,79%	93,54%

Interprétation des résultats obtenus : Les périodes numériques obtenues par le logiciel ETABS V.16.

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure. (RPA99/2003 Art 4.2.4).

Donc, la somme de participation massique de l'ordre à dépasser 90% apparaît dans le 8^{ème} mode dans deux sens. (Somme UX > 0.9 ; Somme UY > 0.9)

2 . Vérification des résultats selon R.P.A 99/ Version 2003 :

2.1 Vérification de l'interaction voiles portiques :

2.1.1 Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tableau III.3 Vérification de l'interaction sous charges verticales

Etages	Portique (KN)	Voiles(KN)	Portique (%)	Voiles(%)
Etage 8	3493.102	790.256	81.86	18.14
Etage 7	8057.725	2207.586	78.49	21.51
Etage 6	13238.698	3456.132	79.30	20.70
Etage 5	18546.436	4789.977	79.47	20.53
Etage 4	24090.688	5829.875	80.52	19.48
Etage 3	29747.956	6989.78	80.97	19.03
Etage 2	35376.848	8177.994	81.22	18.78
Etage 1	41452.709	8901.257	82.32	17.68
RDC	48317.883	9935.141	82.94	17.06

2.1.2 Sous charges horizontales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tableau III.4 Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Etages	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
Etage 8	527.968	134.477	79.69	20.30	553.322	141.747	79.60	20.39
Etage 7	879.775	324.122	73.07	26.92	839.203	248.706	77.13	22.86
Etage 6	1262.167	436.532	74.30	25.69	1185.484	332.383	78.10	21.89
Etage 5	1437.761	709.819	66.94	33.05	1314.220	596.2404	68.79	31.20
Etage 4	1839.882	698.585	72.48	27.52	1686.336	558.499	75.12	24.88
Etage 3	1960.672	896.096	68.63	31.37	1775.278	747.971	70.36	29.64
Etage 2	1994.489	1114.004	64.16	35.84	1780.131	970.971	64.72	35.28
Etage 1	2224.145	1075.676	67.40	32.60	2015.788	929.700	68.45	31.55
RDC	2095.462	1298.664	61.74	38.26	1916.411	1218.042	61.14	38.86

✓ **Interprétation des résultats** : le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est justifié.

3. Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Le RPA99/2003 exige de vérifier la relation suivante $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

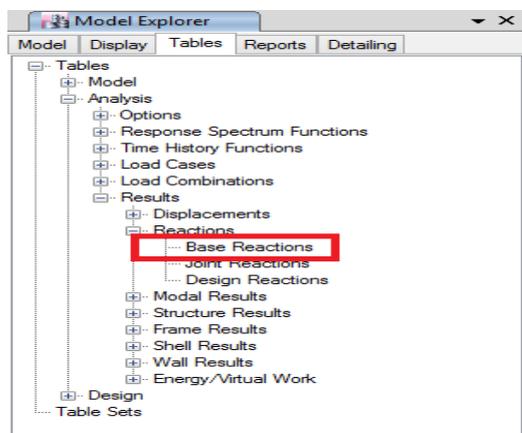


Tableau III.5: Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

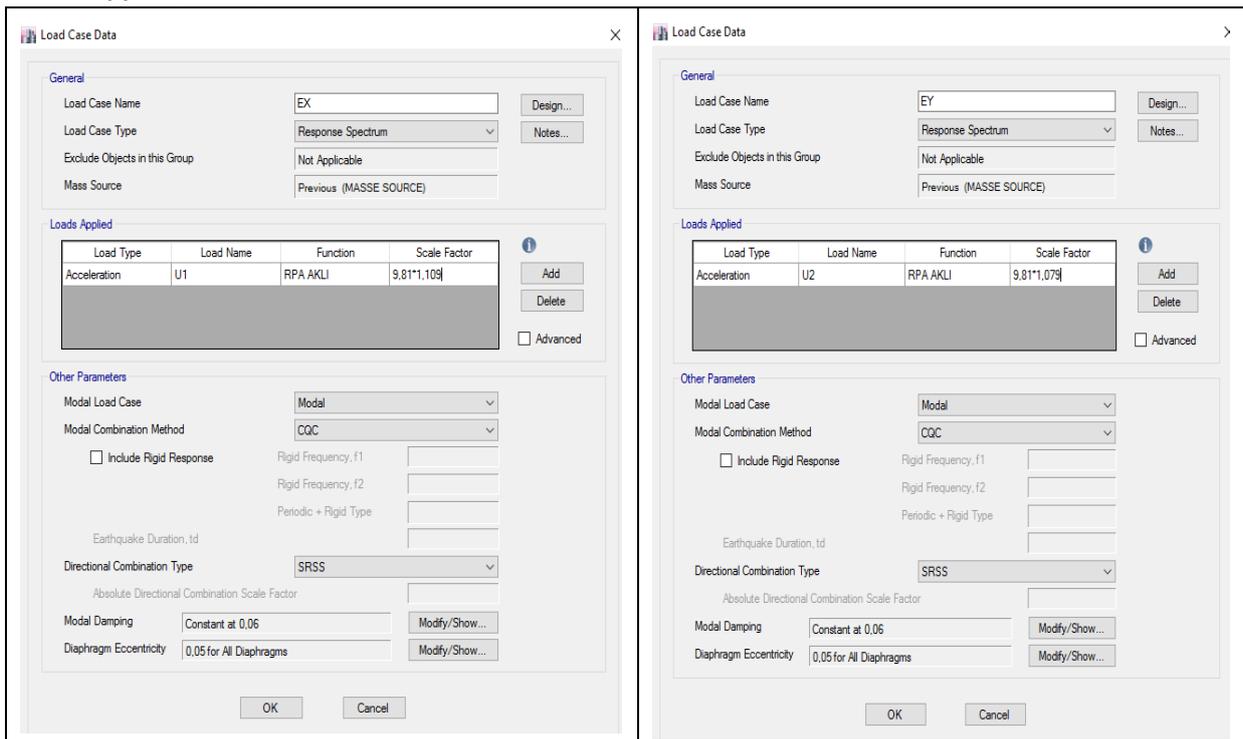
V à la base	V _{dyn} (kN)	V _{st} (kN)	0.8×V _{st} (kN)	Observation
Suivant X-X	3265.8242	4272.74	3418.19	Non vérifier
Suivant Y-Y	3128.2663	4056.60	3245.28	Non vérifier

Remarque : dans un premier temps la vérification n'était pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de (0,8V_{st}/V_{dyn}).

Interprétation des résultats : La condition des efforts tranchants est vérifiée.

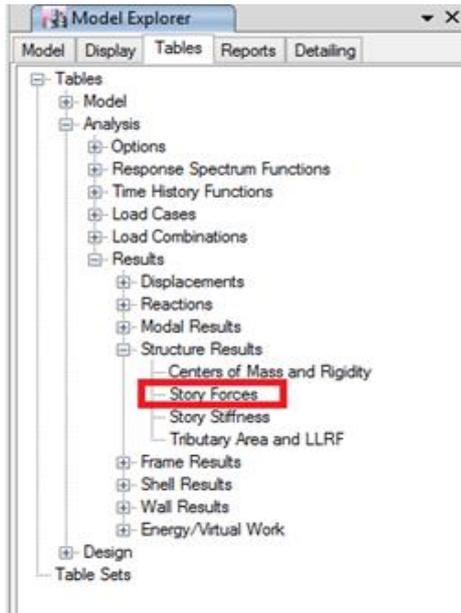
Selon Exx : 9,81×1,109 (Article 4.3.6) RPA99/2003

Selon Eyy : 9,81×1,079



Les efforts tranchants de tous les niveaux sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : Les efforts tranchants de tous les niveaux



Story	VX	VY
	kN	kN
ET 8	620,8919	608,2951
ET 7	1207,9967	1163,8482
ET 6	1719,4567	1645,3846
ET 5	2172,9913	2075,4047
ET 4	2562,1719	2444,5904
ET 3	2880,9748	2743,7681
ET 2	3127,2794	2974,4644
ET 1	3303,8637	3139,8022
RDC	3416,7947	3245,5794

4. Vérification de l'effort normal réduit

Afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues aux séismes, le RPA99/2003 (7.4.3.1) nous exige de vérifier pour chaque niveau la relation

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.3$$

suivante :

Les combinaisons :

G+Q+Exx_Max et G+Q+Eyy_Max

0.8G+Exx_Max et 0.8G+Eyy_Max

0.8G+Exx_Min et 0.8G+Eyy_Min

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} N_d: \text{désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton} \\ B_c: \text{Est l'aire (section brute) de cette dernière} \end{array} \right.$

Tableau III.7 : Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	N _d (KN)	Section de Poteau	Combinaisons	B (m ²)	v	Remarque
Étage 08	170,084	40 ×40	G+Q+Eyy Max	0.16	0,043	Vérifié
Étage 07	315,2473	45 ×45	G+Q+Eyy Max	0.2025	0,062	Vérifié
Étage 06	445,4043	50 ×50	G+Q+Eyy Max	0.25	0,071	Vérifiée
Étage 05	589,0808	50 ×50	G+Q+Eyy Max	0.25	0,094	Vérifiée
Étage 04	742,2938	55 ×55	G+Q+Eyy Max	0.3025	0,098	Vérifié
Étage 03	907,862	55 ×55	G+Q+Eyy Max	0.3025	0,12	Vérifié
Étage 02	1126,8865	55 ×55	G+Q+Eyy Max	0.3025	0,149	Vérifié
Étage 01	1364,6663	60 ×60	G+Q+Eyy Max	0.36	0,152	Vérifié
RDC	1852,9592	60 ×60	0,8G+EY Min	0.36	0,206	Vérifié

Conclusion Toutes les réponses obtenues sont inférieures à 0,3, donc il n'y a pas de risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

5. Vérification des déplacements :

Selon le RPA99/2003 (Article 4.4.3), le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\Delta_k = R \times (\delta_{ek} - \delta_{ek-1})$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} \delta_{ek}: \text{Déplacement dû aux forces } F_i \text{ (compris l'effet de torsion)} \\ R: \text{Coefficient de comportement} \end{array} \right.$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ RPA99/2003 (Article 5.10) , h_e : la hauteur de l'étage

Tableau III. 8 : Vérification des déplacements

Niveaux	h_k (m)	Sens x-x				Sens y-y			
		δ_{ek} (m)	δ_{ek-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (m)	δ_{ek-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)

RDC	4.08	0,0057	0,0000	0,0057	0,13%	0,0009	0,0000	0,0046	0,12%
Etage 1	3.06	0,0134	0,0057	0,0077	0,25%	0,0023	0,0009	0,0071	0,24%
Etage 2	3.06	0,0225	0,0134	0,0091	0,29%	0,0040	0,0023	0,0084	0,29%
Etage 3	3.06	0,0318	0,0225	0,0092	0,30%	0,0057	0,0040	0,0086	0,29%
Etage 4	3.06	0,0405	0,0318	0,0087	0,28%	0,0074	0,0057	0,0082	0,28%
Etage 5	3.06	0,0486	0,0405	0,0080	0,26%	0,0089	0,0074	0,0075	0,26%
Etage 6	3.06	0,0555	0,0486	0,0069	0,22%	0,0102	0,0089	0,0065	0,22%
Etage 7	3.06	0,0613	0,0555	0,0057	0,18%	0,0113	0,0102	0,0055	0,19%
Etage 8	3.06	0,0664	0,0613	0,0050	0,16%	0,0123	0,0113	0,0047	0,16%

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

6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement.

Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

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

$$P_K = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

; avec :

- V_K : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».
- Δ_K : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k - 1 ».
- h_K : Hauteur de l'étage « k ».

Tableau III.9 : Calcul du poids des planchers

Story	Masse	Poids
	ton	kN
ET 8	438,0215	4296,9909
ET 7	515,8384	5060,3747
ET 6	544,8273	5344,7558
ET 5	555,5729	5450,1701
ET 4	562,9502	5522,5414
ET 3	574,8269	5639,0518
ET 2	574,8269	5639,0518
ET 1	586,0356	5749,0092
RDC	754,7227	7403,8296

Tableau III. 10 : Vérification à L'effet P-Δ

Niveaux	h _k (m)	P _k (KN)	Sens x-x			Sens-y-y		
			Δ _k (m)	V _k (KN)	θ _k	Δ _k (m)	V _k (KN)	θ _k
RDC	4.08	50105,775	0,0057	3414,105	0,020	0,00465	3243,0378	0,019
Etage 1	3.06	42701,946	0,00774	3296,030	0,032	0,00711	3132,4665	0,034
Etage 2	3.06	36952,936	0,00914	3114,874	0,035	0,00846	2962,8566	0,037
Etage 3	3.06	31313,884	0,009235	2864,547	0,032	0,00865	2728,4124	0,034
Etage 4	3.06	25674,833	0,00873	2541,303	0,028	0,00822	2424,9217	0,030
Etage 5	3.06	20152,291	0,008065	2147,687	0,024	0,00759	2051,3754	0,026
Etage 6	3.06	14702,121	0,006915	1690,361	0,019	0,006505	1617,9414	0,020
Etage 7	3.06	9357,365	0,005785	1173,943	0,015	0,005555	1131,8345	0,016
Etage 8	3.06	4296,990	0,005085	591,090	0,012	0,004785	579,2966	0,012

Remarque : On remarque que les valeurs de θ_k inférieure à 0.1 donc l'effet (P- Δ) n'a pas d'influence sur la structure.

III.8 : CONCLUSION :

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des dimensions des éléments et des voiles, afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales ainsi que les exigences de RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux. Et à la fin on aura ces nouvelles dimensions.

Tableau III. 11 : dimensions finales des éléments structuraux

Niveau	RDC +Etage1	Étages 2 à 4	Étages 5 et 6	Étage 7	Étage 8
Poteau	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40
Voile	20 cm				
P. principal	(45×35) cm ²				
P.secondaire	(45×30) cm ²				

Chapitre IV

IV. Etude des éléments structuraux

IV.1 Introduction

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments principaux porteurs. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés et ferrillés, de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre toutes les sollicitations.

IV.2 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables.

Les combinaisons utilisées pour déterminées ces sollicitations sont :

$$*1.35G + 1.5Q$$

$$*G + Q + E$$

$$*0.8G \pm E$$

IV.2.1 Recommandations du RPA99.V2003

1. Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone II.
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - ✓ 4 % en zone courante.
 - ✓ 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

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

$$l' = 2 \times h$$

h_e : La hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau

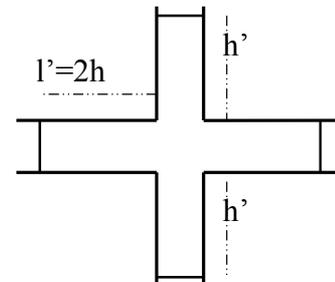


Figure IV.1 Zone nodale.

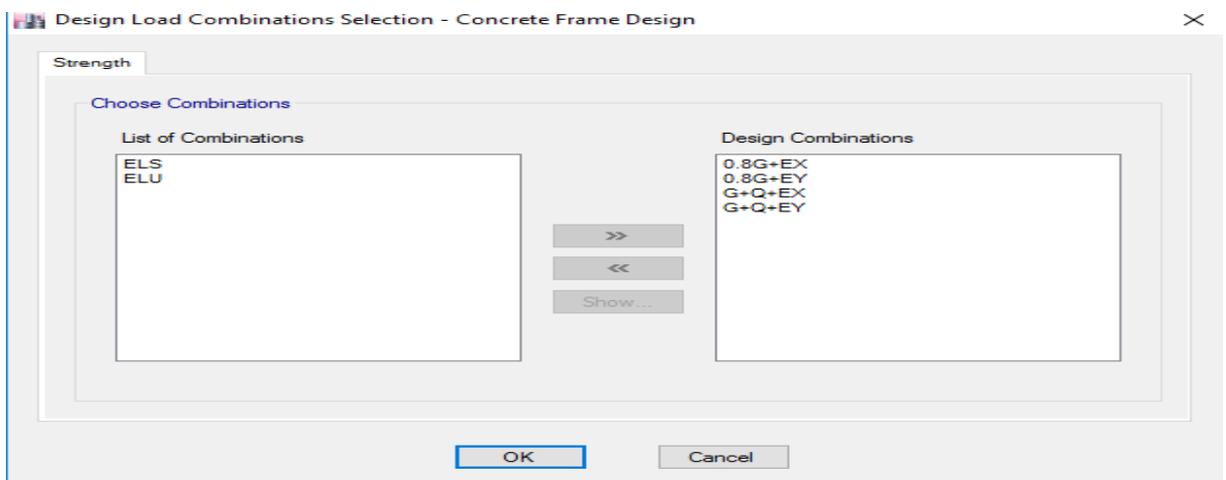
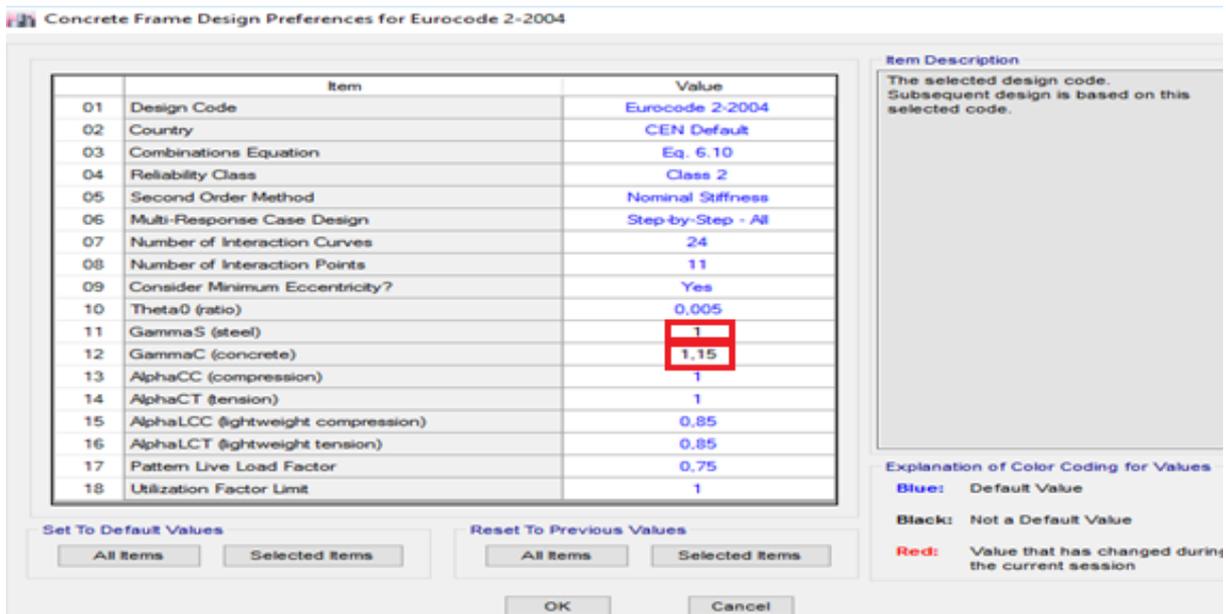
Tableau IV.1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC+1 étages	60×60	28,8	144	216
2,3 et 4 ^{ème} étages	55×55	24,2	121	181,5
5 et 6 ^{ème} étages	50×50	20	100	150
7 ^{ème} étages	45×45	16,2	81	121,5
8 ^{ème} étages	40×40	12,8	64	96

IV.2.2 Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABSV16

Le ferrailage des poteaux selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABSV16



Story	Label	Unique Name	Design Section	Station m	Design/Check	Status	PMM Ratio	PMM Combo	As,min m ²	As m ²
RDC	C55	1315	POT 60*60	0	Design	No Message		G+Q+EY	0,0036	0,0036
RDC	C55	1315	POT 60*60	1,815	Design	No Message		G+Q+EY	0,0036	0,0036
RDC	C55	1315	POT 60*60	3,63	Design	No Message		G+Q+EY	0,0036	0,0036

Ferrailage du poteau RDC le plus sollicite selon logiciel ETABSV16

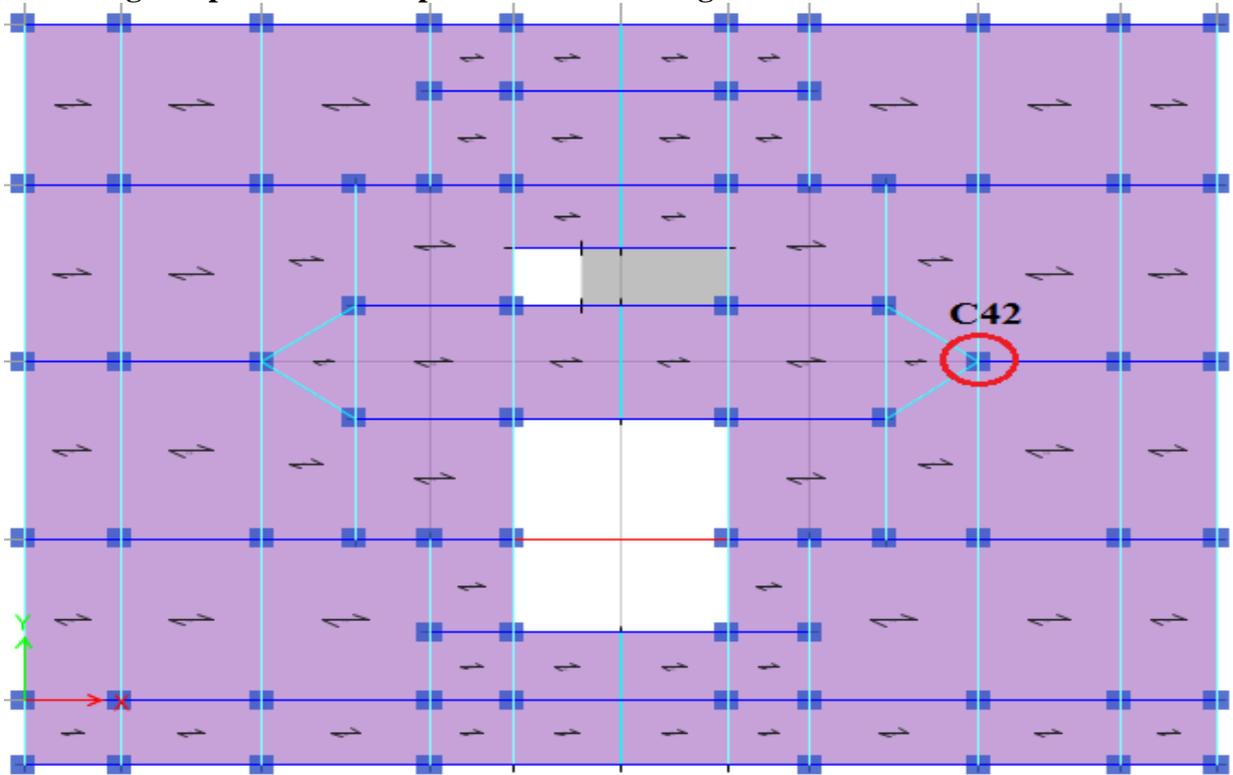


Figure IV.2 poteau le plus sollicite

Tableau. IV .2 Les sollicitations dans le poteau le plus sollicite C42

Niveau	section	Combinison	N (KN)	M(KN.m)
RDC et Etage 1	60×60	$G + Q + EY$	1367.855	74.849
Etage 2,3et4	55×55	$G + Q + EY$	1039.100	59.721
Etage 5et6	50×50	$G + Q + EY$	586.630	40.523
Etage 7	45×45	$G + Q + EY$	298.950	27.497
Etage 8	40×40	$G + Q + EY$	159.703	22.779

IV.2.3 Ferrailage des poteaux : Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables, en prend un exemple de calcule les autres seront donne dans un tableau récapitulatif

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

✓ **Hypothèse de calcul :**

Fissuration peu préjudiciable ($e = 3\text{cm}$), Calcul en flexion composée avec un effort normal de compression

❖ **Exemple de calcul** (poteaux de RDC)

Soit : $N = 1367,855 \text{ KN}$, $M = 74,849 \text{ KN.m}$, $b = 60\text{cm}$, $h = 60\text{cm}$, $d = 57\text{cm}$

Situation accidentelle $\begin{cases} \gamma_b = 1.15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$

$$\text{On a } e_1 = \frac{M}{N} = \frac{74.849}{1367.855} = 0.0547$$

Avec : l_f : Longueur de flambement ; CBA93 (Article B.3.3.1)

Poteaux centraux : $l_f = 0,7h_e = 2,856\text{m}$

$$e_a = \max(1\text{cm}; \frac{l_f}{500}); \text{ CBA93 (Article A.8.4.1)}$$

$$\text{avec: } h_e = 408\text{cm} \Rightarrow e_a = \max(1\text{cm}; \frac{285,6}{500}) = 1 \text{ cm};$$

$$e_2 = \frac{3 l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \quad \alpha = \frac{M_G}{M_{G+Q}} = \frac{0.514}{0.656} = 0,782$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée généralement égale à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times 2,856^2 \times (2 + 2\alpha)}{0,6 \times 10^4} = 0,0145 \text{ m}$$

D'où : $e = e_1 + e_a + e_2$ (excentricité éventuelle) $e = 0.0793 \text{ m}$

$$\begin{cases} N_u = 1367.855\text{KN} \\ M_{u,\text{corrigé}} = N_u \times e = 1367.855 \times (0.0793) = 108.42\text{kN.m} \end{cases}$$

Tableau. IV.3 Excentricité totale et la correction de moment

Niveau	section	L_f (m)	e_1 (m)	e_a (m)	Mg (KN.m)	Ms (KN.m)	α	e_2 (m)	e (m)	$M_{\text{corrigé}}$ (KN.m)
RDC et Etage 1	60×60	2.856	0.0547	0.01	0.514	0.656	0.782	0.0145	0.0793	108.42
Etage 2,3et4	55×55	2.142	0.0574	0.01	0.601	1.049	0.573	0.0078	0.0753	78.293
Etage 5et6	50×50	2.142	0.0691	0.01	0.227	0.244	0.932	0.0106	0.0897	52.630

Etage 7	45×45	2.142	0.0919	0.01	0.5256	0.619	0.849	0.0113	0.1133	33.869
Etage 8	40×40	2.142	0.1427	0.01	1.0746	1.012	1.061	0.0141	0.1668	26.642

Exemple de calcul

✓ Soit le poteau de RDC (60×60) cm² :

b=60cm ; h=60cm ; e=3cm D'où : d'=57cm.

Situations accidentelles : $\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1$ donc $f_{bu}=18,48\text{Mpa}$.

Calcul sous $N \rightarrow M_{corrigé} \Rightarrow L'EUA$

$$N_u = 1367.855\text{KN} \rightarrow M_{corres} = 108.42\text{KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{108.42}{1367.855} \times 100 = 7.926 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

⇒ Le centre de pression est à l'intérieur de la section, on doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u(d - h/2) = 477.741\text{KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 260.901\text{KN.m} < (0,337h - 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 909,425\text{KN.m}$$

La section est partiellement comprimée avec un effort normal de compression. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{477.741 \times 10^{-3}}{0.60 \times 0.57^2 \times 18.48} = 0.133 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 18.48\text{MPa}$$

On a : $\mu_{bu} = 0.133 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.179$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.529 \text{ m}$$

$$\text{Calcul de A : } A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_1 = \frac{477.741 \times 10^{-3}}{0.529 \times 400} \times 10^4 = 22.56\text{cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 22.56 - \frac{1367.855 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = -11.63\text{cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

Pas nécessite d'armature le béton seul suffit.

IV.2.3.1 Armatures longitudinale

Tableau IV.4. Armatures longitudinale dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Type de section	A'cal (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	Aadopte (cm ²)
RDC+étage1	60×60	SPC	0	28,8	8HA20+4HA14=31,29
étages 2,3,4	55×55	SPC	0	24,2	12HA16=24,13
étages 5,6	50×50	SPC	0	20	4HA16+8HA14=20,36
étages 7	45×45	SPC	0	16,2	12HA14=18,47
étages 8	40×40	SPC	0	12,8	12HA12=13,57

IV.2.3.2 Armatures transversales

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \text{ RPA99/version2003 (Art 7.4.2)}$$

Avec V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

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

Il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire

t : L'espacement entre les armatures telles que :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\Phi_L^{\text{min}}, 15\text{cm})$...zone IIa.
- Dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_L^{\text{min}}$...zone IIb et III.

Où : Φ_L^{min} est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

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

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

RPA99.V2003

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

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

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

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

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ min

Tableau IV.5 Armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Niveau	RDC+ 1er Étage	2,3,4ème Étages	5,6ème Étages	7ème Étage	8ème Étage

Section (cm ²)	60×60		55×55	50×50	45×45	40×40
Ø _{l min} (cm)	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,2
H _e (cm)	408	306	306	306	306	306
L _f (cm)	285,6	214,2	214,2	214,2	214,2	214,2
λ _g	4,76	3,57	3,89	4,28	4,76	5,35
ρ _a	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	2,5
Vu(kn)	121.054	138,717	138,441	129,233	120,111	118,106
L _r (cm)	56	56	56	56	56	48
S _t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
S _t zone courante cm	15	15	15	15	15	15
A ^t _{cal} (cm ²)	2.837	3.251	3.539	3.634	3.753	0.424
A ^t _{min} (cm ²)	3,24	5,92	4.76	3.60	2.43	1,8
A ^t _{adopte} (cm ²)	6,28				5,03	
Nombre des cadres	8HA10				10HA8	

IV.2.3 Vérifications

a) Vérification au flambement

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On vérifie que : $N_{max} \leq N_d = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } 0 < \lambda \leq 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si : } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

α : Coefficient fonction de l'élanement λ
 B_r : Section réduite du béton. (b-2)(h-2)
 A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le
 l_f : Longueur de flambement (0.7 × l₀) poteau central.

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

λ : Elancement mécanique de la pièce = l_f / i

Tableau IV.6 Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	i	λ	α	N _{max} (KN)	B _r ≥ B _{r cal} (m ²)		obs
								B _r (m ²)	B _{r cal} (m ²)	
RDC+ Etage1	60×60	4,08	2,856	0.173	16,48	0,814	1367.855	0,3364	0.0764	Vérifiée
		3,06	2,142	0.173	12,352	0,829		0,3364	0.0749	Vérifiée
Étages 2,3,4	55×55	3,06	2,142	0.159	13,475	0,826	1039.100	0,2809	0.0572	Vérifiée
Étages 5,6	50×50	3,06	2,142	0.144	14,840	0,821	586.630	0,2304	0.0325	Vérifiée
Étages 7	45×45	3,06	2,142	0.131	16,387	0,814	298.950	0,1849	0.0167	Vérifiée

Étages 8	40×40	3,06	2,142	0.115	18,550	0,805	159.703	0,1444	0.0090	Vérifiée
-------------	-------	------	-------	-------	--------	-------	---------	--------	--------	----------

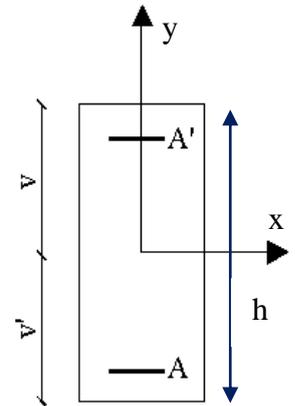
On voit bien que $B_r \geq B_{rcal}$ pour tous les niveaux de cette structure, donc il n'y pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à vérifier uniquement, la Contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{yy'}} v \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser}}{I_{yy'}} v \end{cases}, \begin{cases} S = b \times h + 15(A + A') \\ M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - v\right) \end{cases}$$



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

Figure IV.3 Section d'un poteau

Tableau IV.7 Vérification des contraintes dans le béton des poteaux

Niveau	RDC+ 1 ^{er} Étage	2,3,4 ^{ème} Étages	5,6 ^{ème} Étages	7 ^{ème} Étage	8 ^{ème} Étage
Section (cm ²)	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40
d (cm)	57	52	47	42	37
As (cm ²)	31.29	24.13	20.36	18.47	13.57
S (m ²)	0.4069	0.3398	0.28054	0.23021	0.1803
V (cm)	0.3311	0.3019	0.2739	0.2485	0.2192
V' (cm)	0.2689	0.2481	0.2261	0.2015	0.1808
I _{yy'} (m ⁴)	0.01383	0.00962	0.006525	0.004344	0.002655
N _{ser} (MN)	1.33662	1.03794	0.58597	0.29814	0.15856
M _{ser} (Mn.m)	-0.000656	-0.00105	-0.000503	-0.000619	-0.00103
M _{serG} (MN.m)	0.04096	0.02688	0.01352	0.00637	0.002939
σ _{bc1} (MPa)	4.265	3.898	2.655	1.659	1.122
σ _{bc2} (MPa)	2.488	2.361	1.618	1	0.68
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

On remarque que la contrainte dans le béton est inférieure à la contrainte admissible ce qui donne que la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

• **Vérification des contraintes de cisaillement**

D'après le RPA99/2003 (Art 7.4.3.2), les contraintes de cisaillement dans le béton doivent être inférieures ou égale à la contrainte de cisaillement ultime.

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}, \text{ Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
RDC+etage1	3600	285.6	4.76	0,04	57	21.053	0.062	1	Vérifiée
Etages2,3,4	3025	214.2	3.89	0,04	52	37.641	0.132	1	Vérifiée
Etages5,6	2500	214.2	4.28	0,04	47	29.233	0.124	1	Vérifiée
Etage 7	2025	214.2	4.76	0,04	42	18.758	0.099	1	Vérifiée
Etage 8	1600	214.2	5.35	0,075	37	18.106	0.122	1.875	Vérifiée

On remarque d'après le tableau, que la condition exigée par le RPA99/2003, est vérifiée pour tous les étages

IV.2.4 Dispositions constructives

- **Longueur des crochets** $L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$
- **Longueur de recouvrement :**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm.}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 64 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 56 \text{ cm.}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 48 \text{ cm.}$$

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zone nodales (zones critiques).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante :

Avec :

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

$$L' = 2 h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

• $RDC^{niv(-0,96)}$:

$L' = 2 \times 45 = 90cm$

$h' = 60cm.$

• $RDC^{niv(-0,48)}$ + les étages :

$L' = 90cm$

$h' = 60cm.$

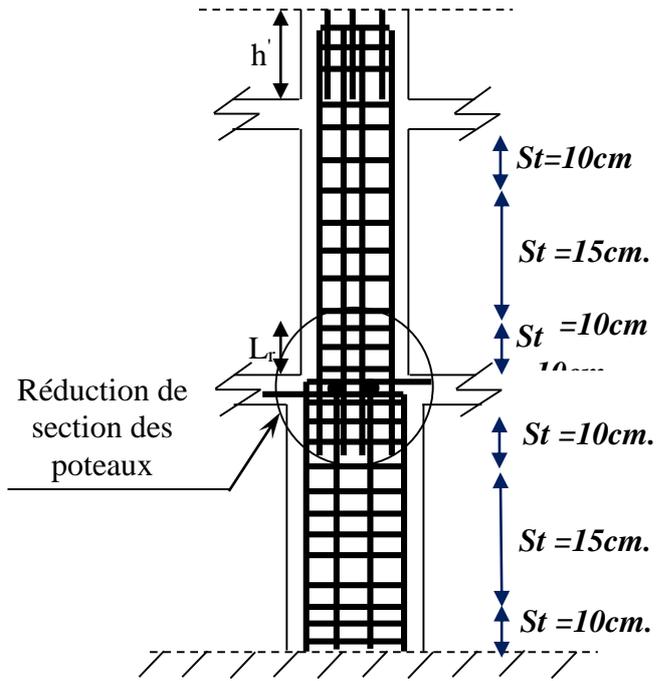
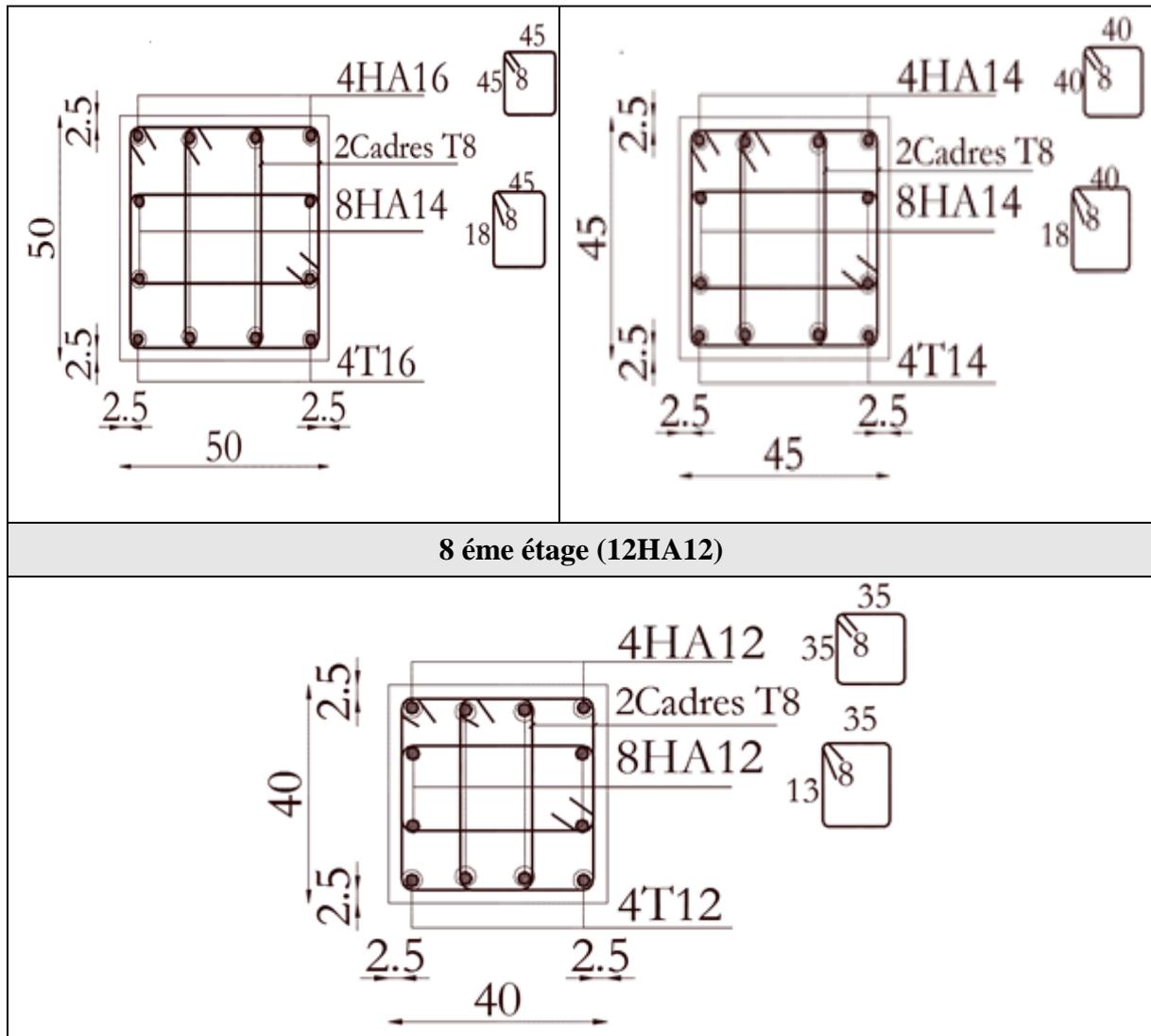


Figure V.4 Ferrailage des sections des poteaux

IV.2.5 : Schémas de ferrailage

Tableau IV.9 Ferrailage des sections des poteaux.

RDC+1 étage (8HA20+4HA14)	2,3,4ème étages (12HA16)
<p>4HA20 55</p> <p>2Cadres T8</p> <p>4HA14 18</p> <p>4T20</p> <p>60</p> <p>2.5</p> <p>2.5</p> <p>2.5</p>	<p>4HA16 50</p> <p>2Cadres T8</p> <p>4HA16 18</p> <p>4T16</p> <p>55</p> <p>2.5</p> <p>2.5</p> <p>2.5</p>
5,6 ème étages (4HA16+8HA14)	7 ème étage (12HA14)



IV.3 Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des différentes combinaisons réglementaires :

$$\begin{aligned}
 & *1.35G + 1.5Q && G + Q \\
 & *G + Q + E && 0.8G \pm E
 \end{aligned}$$

Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions réglementaires.

IV.3.1 Ferrailage : Recommandation du RPA99

a) Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire, $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa) avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90°.

b) Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- L'espace maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - $S_t = \min(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1)$. : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale. Avec : h : La hauteur de la poutre
- La valeur du diamètre ϕ_l est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

IV.3.2. Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité) BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

IV.3.3. Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99V2003

Tableau IV.10 Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/2003

Type de poutre	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone nodale	Zone de recouvrement
Principale	35×45	7.88	63	95

IV.3.4. Sollicitations de calculs :

Dans notre cas on va étudier une poutre principale de 04 travées la plus sollicité. Cette poutre c'est la file K de (1 à 7). Les résultats extrait pas **ETABS**. Sont résumé dans le tableau Tableau IV.11 Les sollicitations les plus défavorables.

Poutre principale	Les sollicitations	
	M _{travée}	M _{appui}
Poutre (b28)	3,77	-9,73
Poutre (b50)	109.19	-86.96
Poutre (b77)	31.55	-86.96
Poutre (b104)	31.53	-85.36
Poutre (b132)	108.32	-85.36
Poutre (b156)	3,69	-9,71

Tableau IV.12 Les efforts tranchants maximal dans la poutre.

Positions	Vu (Kn)
appui intermédiaire	68
	-66,98
appui de rive	15,54
	-15,56
En travée	-74,15
	73,59

IV.3.5 Calcul du ferrailage :

a) Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel **ETABS.V16**.

➤ **Exemple de calcul**

On va prendre comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (35×45) Avec les sollicitations suivantes : (Ma=-86,96 KN.m M_t= 109,19 KN.m)...ELA

▪ **Armatures en appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{86,96 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,42^2 \times 18,47} = 0,076 \Rightarrow \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow A' = 0 \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,099 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,403m$$

$$\text{Calcul de A : } A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{130,1794 \times 10^{-3}}{0,398 \times 348} \times 10^4 = 5,39cm^2$$

▪ **Armatures en travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{109,19 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,42^2 \times 18,47} = 0,096 \Rightarrow \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow A' = 0 \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$= 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,126 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,399m$$

Calcul de A : $A_{st} = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{107,6444 \times 10^{-3}}{0,402 \times 348} \times 10^4 = 6,84 \text{ cm}^2$

Tableau IV.13 Armatures longitudinales dans les poutres.

Type de Poutres	Section (cm ²)	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Poutre (b28)	35x45	Appuis	0,22	7.88	9.24	3HA14+3HA14
		Travées	0,58		9.24	3HA14+3HA14
Poutre (b50)	35x45	Appuis	5.39	7.88	9.24	3HA14+3HA14
		Travées	6.84		9.24	3HA14+3HA14
Poutre (b77)	35x45	Appuis	5.39	7.88	9.24	3HA14+3HA14
		Travées	1.90		9.24	3HA14+3HA14
Poutre (b104)	35x45	Appuis	5.29	7.88	9.24	3HA14+3HA14
		Travées	1.90		9.24	3HA14+3HA14
Poutre (b132)	35x45	Appuis	5.29	7.88	9.24	3HA14+3HA14
		Travées	6.79		9.24	3HA14+3HA14
Poutre (b28)	35x45	Appuis	0,22	7.88	9.24	3HA14+3HA14
		Travées	0,58		9.24	3HA14+3HA14

✓ **Vérification des armatures selon le RPA 99 :**

➤ Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux :

En zone courante : $4\% \times b \times h = 63 \text{ cm}^2 > A_{adopté} \rightarrow$ vérifiée. (Poutre principale).

En zone de recouvrement : $6\% \times b \times h = 95 \text{ cm}^2 > A_{adopté} \rightarrow$ vérifiée. (Poutre principale).

➤ Longueurs de recouvrement :

$L_r > 40 \times \emptyset :$

$\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm. on adopte: } L_r = 56 \text{ cm.}$

$\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm. on adopte: } L_r = 64 \text{ cm.}$

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

• **Appuis de rives :** $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots \dots \dots (1)$

• **Appuis intermédiaires :** $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0,9 \times d}) \dots \dots \dots (2)$

$\gamma_s = 1,15 ; f_e = 400 \text{ MPa.}$

Remarque :

Les aciers supérieurs et inférieurs étant égaux = 3HA14 = 4.59cm² nous allons juste faire la vérification pour la valeur maximale de l’effort tranchant, si ce n’est pas vérifié, nous serons obligés de les faire pour les deux valeurs maximales (négative _acier supérieurs et positives acier inférieures) de l’effort tranchant.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.IV14 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A_l (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{riv} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Appuis de rives	9,24	74,15	9,73	2,13	/	Vérifiée
Appuis intermédiaires	9,24	74,15	86,96	/	-4,48	Vérifiée
Appuis intermédiaires	9,24	74,15	85,36	/	-4,36	Vérifiée
Appuis intermédiaires	9,24	74,15	85,36	/	-4,36	Vérifiée
Appuis de rives	9,24	74,15	9,73	2,13	/	Vérifiée

b) Armatures transversales :

➤ **Poutres principales et secondaires :**

a). Calcul de ϕ_t :

Le diamètre minimum doit vérifier la condition du **BAEL** suivante :

$$\phi_t < \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \longrightarrow \phi_t < \text{Min}\left(\frac{45}{35}; \frac{35}{10}; 1,4\right) \rightarrow \phi_t < 1.28\text{cm.}$$

Calcul des espacements des armatures transversal

Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

Zones nodales : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30\text{cm}\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1,4; 30\text{cm}\right) \rightarrow S_t = 10\text{cm.}$
 $S_t = 10\text{cm.}$

Zones courantes : $S_t \leq \frac{h}{2} = 22,5\text{cm} \rightarrow$ on prend : $S_t = 15\text{ cm.}$

Calcul des aciers transversaux :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq V_u / \left(Z \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \longrightarrow A_t \geq \frac{S_t \times V_u}{f_e \times Z} \times \gamma_s$$

En appui : $V_u = 68\text{ KN} ; S_t = 10\text{ cm} ; Z = 0.9 \times d = 0,378\text{ m}$
 $A_t \geq 0,45\text{ cm}^2$

En travée : $V_u = 74,15\text{ KN} ; S_t = 15\text{ cm} ; Z = 0.9 \times d = 0,378\text{ m}$
 $A_t \geq 0,74\text{ cm}^2 \longrightarrow$ Donc On prend : $A_t = 4T8 = 2,01\text{cm}^2$

Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times h = 2.025\text{cm}^2$$

$$A_t = 3.14\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 2.025\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc on adopte pour : $A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$ (1cadre + 1étrier).

Vérfications a l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité :** BAEL91 (Art F.IV.2)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.78\text{cm}^2 < A_{\text{cal}} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Contrainte tangentielle maximale :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

BAEL91 (Art H. III.2)

F.P.N. → $\bar{\tau}_u = \min [0.2 \times f_{c28}/\gamma_b; 5 \text{ Mpa}] = 4.34 \text{ Mpa. (ELA)}$

Tableau IV.15. Vérification de la contrainte tangentielle

Poutres	V _u (KN)	τ _u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Observation
Principales	74,15	0,5	4,34	Vérifiée

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

Vérifications à l'ELS :

▪ **Etat limite de compression du béton :** BAEL91 (Art E.III.1)

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0 ; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y ; \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

$$I = \frac{b \times h^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y) + A'_s \times (y - d')].$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau IV.16. Vérification la contrainte limite de béton.

Poutres	Local	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < $\bar{\sigma}_{bc}$
Principales	Appuis	-55.10	140356,6	14,70	5,77	Vérifiée
	Travées	39.65	140356,6	17,70	4,15	Vérifiée

▪ **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche):**

D'après le **BAEL91** et **CBA93**, la vérification à la flèche est inutile si :

➤ $\frac{h_t}{L} > \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right)$ (1)

➤ $\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{2,4}{f_e}$ (2)

➤ L < 8m(3)

Poutres principales

$$\frac{h_t}{L} = \frac{45}{500} = 0.09 > \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) = 0,0625$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{9,24 \times 10}{0.35 \times 0.42} = 0,00628 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,0105$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.3.5 Vérification des zones nodales :

Le **RPA99/2003 (Art 7.6.2)** exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|) \text{ Tel que :}$$

M_s : Moment résistant dans le poteau inférieur.

M_n : Moment résistant dans le poteau supérieur.

M_w : Moment résistant gauche de la poutre.

M_e : Moment résistant droite de la poutre.



Figure V. 5 Les moments dans la zone nodale

IV.3.5.1 Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d’une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d’armatures dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s ; \text{ Avec : } Z=0,9 \times h \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa} ; \gamma_s \begin{cases} = 1.15 \text{ (situation durable)} \\ = 1 \text{ (situation accidentale)} \end{cases}$$

Tableau IV.17 Moments résistants dans les poteaux.

Niveau	h (m)	z (m)	A_{s1} (cm ²)	M_{R1} (kn.m)
RDC+étage1	0,6	0,54	12.57	271,51
Étages 2,3,4	0,55	0,495	8.04	159,19
Étages 5,6	0,50	0,45	8.04	144,72
Étage 7	0,45	0,405	6.16	99,79
Étage 8	0,40	0,36	4.52	88,70

Tableau IV.18 Moments résistants dans les poutres.

Poutre Principale	H (m)	Z (m)	A_s (cm ²)	Fe (MPa)	γ_s	Mr (KN.m)
	0,45	0,405	4,62	400	1	74,84

IV.3.5.2 Vérification :

Tableau IV.19 Vérification de la zone nodale

Niveau	M_S	M_N	$M_S + M_N$	M_W	M_E	1.25 ($M_W + M_E$)	Observation
RDC Etage1	271,51	271,51	543,02	74,84	74,84	187,10	Vérifiée
Etage2,3,4	159,19	159,19	318,38	74,84	74,84	187,10	Vérifiée
Etage5,6	144,72	144,72	289,44	74,84	74,84	187,10	Vérifiée
Etage 7	99,79	99,79	199,58	74,84	74,84	187,10	Non Vérifiée
Etage 8	88,70	88,70	177,4	74,84	74,84	187,10	Non Vérifiée

On voit que la condition du RPA n'est pas vérifiée au 7 et 8 ème étages, mais la vérification est facultative selon RPA donc on peut les tolérer la non vérification de la condition.

Exemple de ferrailage d'une poutre principale :

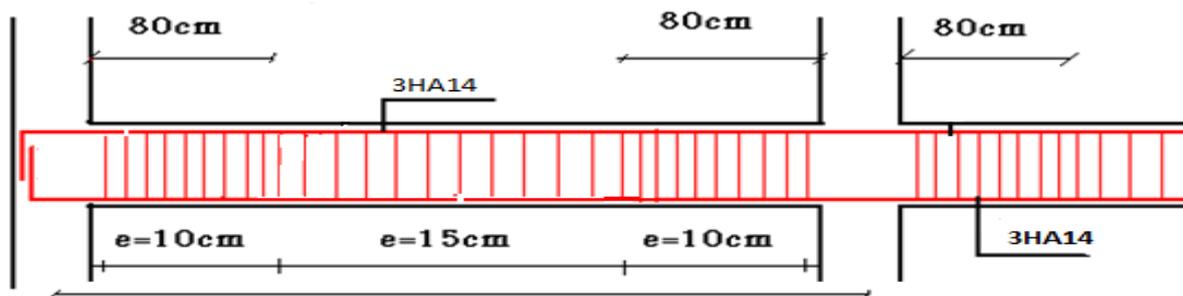
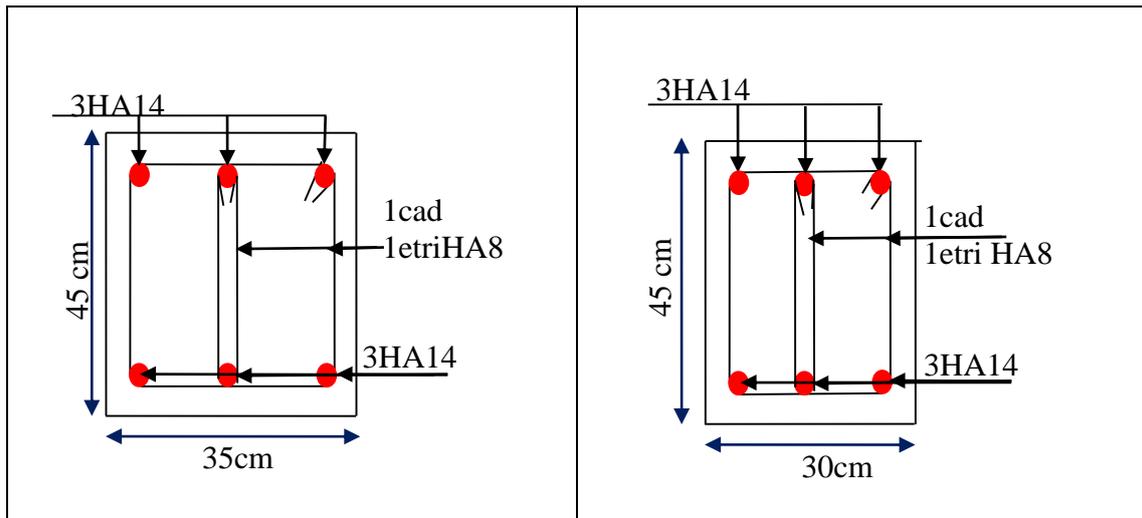


Figure IV.6 Exemple de dispositions constructives de la poutre principale.

Tableau IV.20 Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires.

Étages courants		
Type	En Appuis et Travées	
	Poutres principales	Poutre secondaire



IV.4 : Étude des voiles

La structure qui fait l'étude de notre projet, située dans la zone II_a avec une hauteur qui dépasse quatre niveaux (14m), le RPA99/version 2003(Art.3.4. A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement.

Les voiles sont sollicités par la flexion composée avec un effort tranchant et considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont : rupture par flexion, rupture en flexion par effort tranchant, rupture par écrasement ou traction du béton. Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

$$1.35G + 1.5Q \quad G + Q \pm E \quad 0,8G \pm E$$

IV.4.1 Recommandation du RPA 99/Version2003 (art 7.7.4.1)

1. Armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$ Avec L_t : longueur de la zone tendue ; e : épaisseur du voile
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

2. Armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur égale à : $10 \times \phi$

3. Armatures transversales :

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, Elles sont en nombre de 4 épingles par 1m^2 au moins.

4. Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$ avec $V=1,4V_u$

5. Règles communes aux armatures verticales et horizontales

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - $A_{\min} = 0.15\% \times e \times h$ Dans la zone extrême de voile.
 - $A_{\min} = 0.10\% \times e \times h$ Dans la zone courante du voile.
- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- L'espacement $S_t = \min\left(1.5 \times e ; 30\text{cm}\right)$ avec e : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

IV.4.2 Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du ETABSV16 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

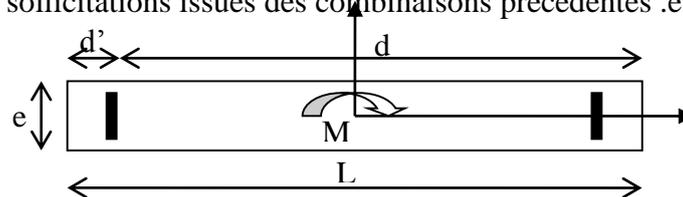


Figure IV.7 Schéma d'un voile pleine

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section $(e \times l)$

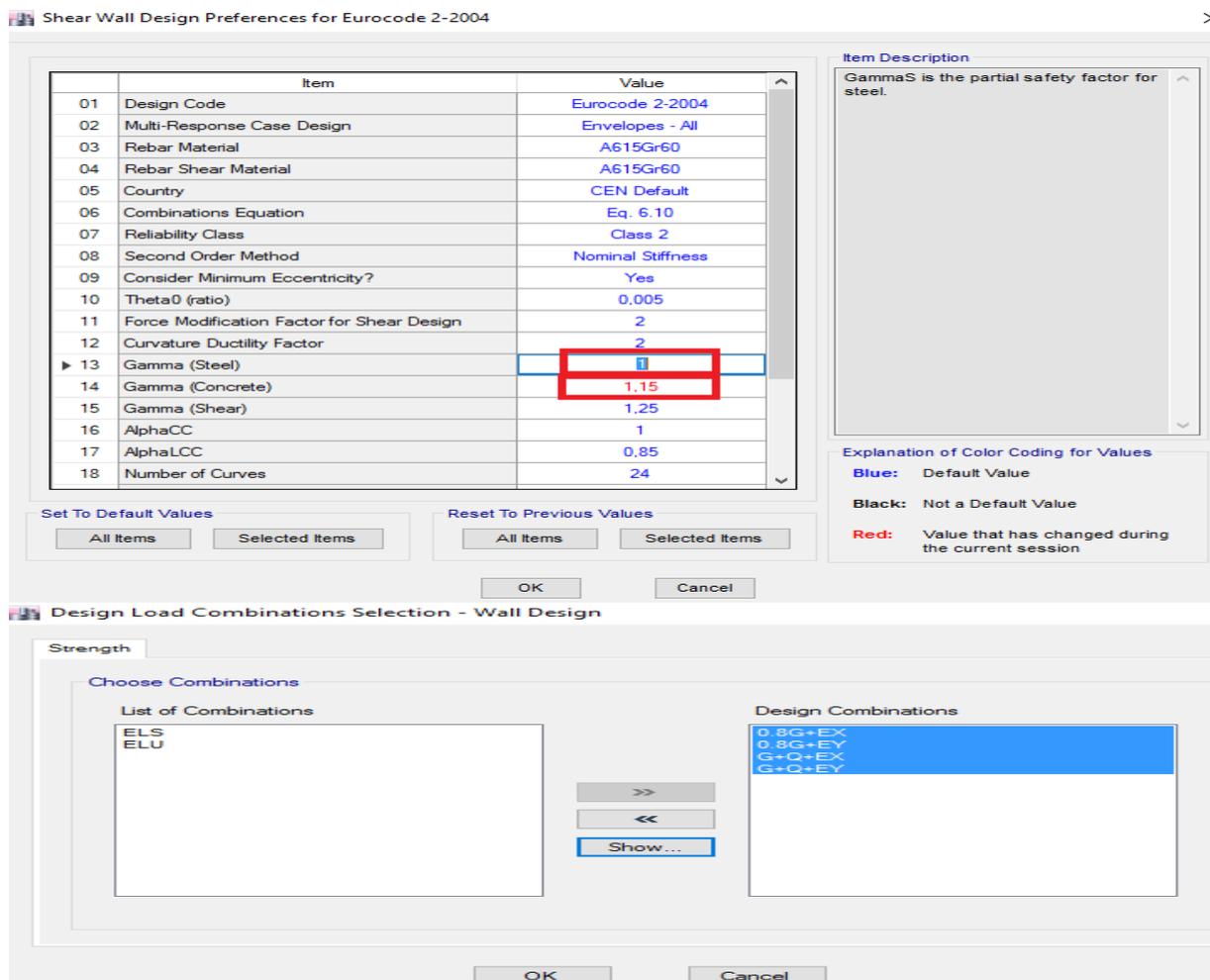
A_v^{\min} : Section d'armature verticale minimale dans le voile ($A_v^{\min} = 0,15\% \times e \times l$)

- A_v^{\min} / ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue ($A_v^{\min} / ten = 0,2\% \times e \times L_t$)

- $A_v^{min} / comp$: Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée
 ($A_v^{min} / comp = 0,1\% \times e \times L_c$)
- A_v^{calc} : section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} : section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : espacement.
- $A_h^{min} = 0,15\% \times e \times l$: section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- A_h^{calc} : section d'armature horizontale calculée
- A_h^{adop} : section d'armature horizontale adoptée par espacement
- N^{bre} : nombre de barre adoptée par espacement

IV.4.2.1 Sollicitations dans les voiles

- Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABSV16
- **Le ferrailage des voiles selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABSV16**



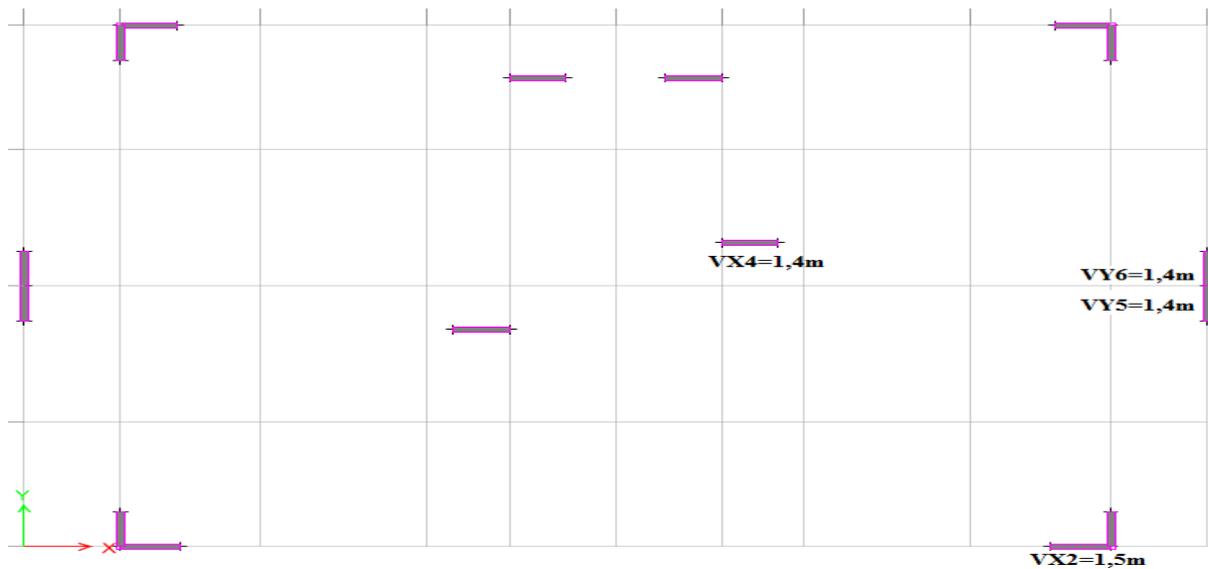


Figure V. 8 les voiles les plus sollicités RDC

4.3. Calcul des sollicitations

- **Sens x-x' :**

Tableau IV.21 Sollicitations maximales dans le voile le plus sollicité $V_{x4} = 1,40$ m.

Niveau	Combinaison	N (KN)	M(KN.m)	V (KN)
RDC	$G + Q + EX$	1224.738	232.981	111.59
Etage 01	$G + Q + EX$	830.265	127.818	100.110
Etage 02	$G + Q + EX$	721.427	122.763	95.812
Etage 03	$G + Q + EX$	603.757	74.669	83.105
Etage 04	$G + Q + EX$	511.278	54.325	63.027
Etage 05	$G + Q + EX$	446.720	52.143	65.572
Etage 06	$G + Q + EX$	371.107	24.222	43.618
Etage 07	$G + Q + EX$	273.254	22.491	37.589
Etage 08	$G + Q + EX$	169.667	9.832	43.354

IV.2.3 Ferrailage des voiles : Le ferrailage des voiles se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables, en prend un exemple de calcul les autres seront donne dans un tableau récapitulatif

✓ **Hypothèse de calcul :**

Exemple de calcul ($VX4 = 1.4m$ de RDC) Calcul en flexion composée avec un effort normal de compression

Soit : $N = 1224.738$ KN, $M = 232.981$ KN.m , $b = 0,2m$; Situation accidentelle $\begin{cases} \gamma_b = 1.15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$

On a $e_1 = \frac{M}{N} = \frac{232.981}{1224.738} = 0.1902$

Avec : l_f : Longueur de flambement ; CBA93 (Article B.3.3.1)

Poteaux centraux : $l_f = 0,7h_e = 2,856m$

$$e_a = \max(1cm; \frac{l_f}{500}); \text{ CBA93 (Article A.8.4.1)}$$

avec : $h_e = 408cm \Rightarrow e_a = \max(1cm; \frac{285,6}{500}) = 1 \text{ cm};$

$$e_2 = \frac{3 l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \quad \alpha = \frac{M_G}{M_{G+Q}} = \frac{-13.328}{-14.829} = 0,8988$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée généralement égale à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times 2,856^2 \times (2 + 2\alpha)}{0,2 \times 10^4} = 0,0464 \text{ m}$$

D'où : $e = e_1 + e_a + e_2$ (excentricité éventuelle) $e = 0.2467 \text{ m}$

$$\begin{cases} N_u = 1224.738 \text{KN} \\ M_{u, \text{corrigé}} = N_u \times e = 1224.738 \times (0.2467) = 302.136 \text{kN.m} \end{cases}$$

Tableau. IV 22. Excentricité totale et la correction des moments dans sollicite V_{x4}

Niveau	e (m)	L_f (m)	e_1 (m)	e_a (m)	Mg (KN.m)	Ms (KN.m)	α	e_2 (m)	e (m)	$M_{\text{corrigé}}$ (KN.m)
RDC	0.2	2.856	0.1902	0.01	13.328	14.829	0.898	0.046	0.246	302.136
Etage 01	0.2	2.142	0.1539	0.01	11.143	13.766	0.809	0.025	0.189	173.745
Etage 02	0.2	2.142	0.1701	0.01	0.438	1.490	0.294	0.018	0.198	169.581
Etage 03	0.2	2.142	0.1236	0.01	6.792	8.677	0.782	0.024	0.158	120.379
Etage 04	0.2	2.142	0.1063	0.01	4.237	5.658	0.748	0.024	0.143	89.814
Etage 05	0.2	2.142	0.1167	0.01	0.593	1.552	0.382	0.019	0.146	80.660
Etage 06	0.2	2.142	0.0653	0.01	4.1063	5.596	0.733	0.024	0.099	43.265
Etage 07	0.2	2.142	0.0823	0.01	0.8329	1.906	0.437	0.019	0.112	35.976
Etage 08	0.2	2.142	0.0579	0.01	8.005	9.549	0.838	0.025	0.093	17.942

Tableau IV.23 Sollicitations maximales dans le voile le plus sollicite $V_{x2} = 1,50 \text{ m}$.

Niveau	Combinaison	N (KN)	M(KN.m)	M corrig(KN.m)	V (KN)
RDC	$G + Q + EX$	1057.827	340.053	452.092	147.021
Etage 01	$G + Q + EX$	628.958	204.573	241.514	120.530
Etage 02	$G + Q + EX$	459.714	155.879	183.527	140.375

Etage 03	$G+Q+EX$	412.346	95.922	120.498	116.695
Etage 04	$G+Q+EX$	371.544	54.235	76.433	96.776
Etage 05	$G+Q+EX$	321.720	35.504	54.793	98.510
Etage 06	$G+Q+EX$	279.625	6.482	23.195	67.725
Etage 07	$G+Q+EX$	170.078	0.362	9.850	56.814

▪ Sens y-y

Tableau IV.24 Sollicitations maximales dans le voile le plus sollicité $V_{y6}=1,40$ m.

Niveau	Combinaison	N (KN)	M(KN.m)	M corrigé (KN.m)	V (KN)
RDC	$G+Q+EY$	1541.744	277.364	435.763	167.290
Etage 01	$G+Q+EY$	951.356	172.572	215.466	119.57
Etage 02	$G+Q+EY$	716.615	156.832	198.877	121.419
Etage 03	$G+Q+EY$	519.675	102.135	132.001	91.859
Etage 04	$G+Q+EY$	446.147	73.645	99.385	72.315
Etage 05	$G+Q+EY$	419.812	69.815	94.431	80.657
Etage 06	$G+Q+EY$	391.967	49.925	72.748	48.823
Etage 07	$G+Q+EY$	296.013	48.603	66.013	40.559
Etage 08	$G+Q+EY$	164.973	51.763	61.605	44.044

❖ Exemple de calcul

En prend comme exemple le voile $V_{x4}=1.4$ m.

$$N_{\max} = 1224.738 \text{ (compression) } \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corres}} = 302.136 \text{ KN.m } (G+Q+EX \text{ min})$$

$$L=140\text{cm} ; e=20\text{cm} \quad d'=5\text{cm} \quad \text{D'où} : d=135\text{cm}.$$

Situations courantes : $\gamma_b = 1$ et $\gamma_s = 1,15$ donc $f_{bu}=18,48$ MPA

a) Calcul des armatures verticales :

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{302.136}{1224.738} \times 100 = 24.66\text{cm} < \frac{h}{2} = \frac{140}{2} = 70 \text{ cm}$$

$$M_{UA} = M_u + N_u (d - h/2) = 1098.22 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = 493.94 \text{ KN.m} < (0,337h - 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 2231.51\text{KN.m}$$

La section est partiellement comprimée avec un effort normal de compression. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1098.22 \times 10^{-3}}{0.20 \times 1.40^2 \times 18,48} = 0,1631 \Rightarrow \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\Rightarrow \xi_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right) ; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,224$$

$$\xi_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1-0,224}{0,224} \right) \Rightarrow \xi_{st} = 12,127 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

On a : $\mu_{bu} = 0,1631 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$

$$\text{Calcul de A : } A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} ; z = d(1 - 0.4\alpha) = 1,299 \text{ m} \Rightarrow$$

$$A_1 = \frac{1098.22 \times 10^{-3}}{1.299 \times 400} \times 10^4 = 22.34 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 22.34 - \frac{1224.738 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = -8.28 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

Pas nécessité d'armature le béton seul suffit.

➤ **Calcul des contraintes :**

$$(\sigma)^{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = 8,99 \text{ MPa} \quad (\sigma)^{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = -0.25 \text{ MPa}$$

▪ **Calcul des longueurs tendus et comprimées :**

$$L_t = \frac{(\sigma)^{\min} \times L}{\sigma(\sigma)^{\max} + (\sigma)^{\min}} = 0,04 \text{ m} \quad L_c = L - 2L_t = 1,32 \text{ m}$$

$$A_v^{\min} / \text{ten} = 0,2\% \times e \times L_t = 0.15 \text{ cm}^2.$$

▪ **Armature minimal dans tout le voile**

Selon RPA99/2003 on a : $A_v^{\min} = 0,15\% \times e \times l = 4.2 \text{ cm}^2$. Pour $e = 20 \text{ cm}$.

▪ **Armatures minimales dans la zone comprimée**

$$A_v^{\min} / \text{comp} = 0,1\% \times e \times L_c = 2,65 \text{ cm}^2.$$

▪ **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min(1,5e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \quad \text{on apte pour : } st = 20 \text{ cm}.$$

▪ **Armatures horizontales :** La section des armatures horizontales est calculée selon les formules suivantes :

$$V_{\max} = 111.59 \text{ Kn.} \quad \text{Avec} \quad \tau_v = \frac{1,4 \times V}{e \times d} = 0.58 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq \frac{\tau_v \times b \times St}{0,9 \times f_e} = 0.32 \text{ cm}^2 \quad \text{en prend } St = 20 \text{ cm}$$

NB : le calcul des voiles sont fait par les sollicitations les plus défavorables

Tableau IV.25 Ferrailage du voile $V_{x4} = 1,4 \text{ m}$

Niveau	RDC+1 étage	2,3 éme étages	4,5 éme étages	6, 7,8 éme étages
Section (cm ²)	140×20	140×20	140×20	140×20

Mcorrig(KN.m)	302.136	169.581	89.814	43.265
N(KN)	1224.738	721.427	511.278	371.107
V(KN)	111.59	95.812	65.572	43.618
Section	SPC	SPC	SPC	SPC
τ	0.58	0.50	0.34	0.23
τ'	5	5	5	5
$A_{cal} (cm^2)$	0	0	0	0
A_{min}	4.2	4.2	4.2	4.2
$A_{cal} /face (cm^2)$	2.1	2.1	2.1	2.1
$A_{min}^{tend} (cm^2)$	0.15	0.02	0.69	1.4
Lc (m)	1.32	1.39	1.05	0.7
$A_{min}^{comp} (cm^2)$	2.65	2.78	2.11	1.4
$N^{bre} /par face$	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
$A_{adop} (cm^2)$	7.85	7.85	7.85	7.85
St	10	10	10	10
A_h^{cal}	0.73	0.63	0.43	0.29
A_h^{min}	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop}	1.57	1.57	1.01	1.01
N_{barre}	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8
St	20	20	20	20

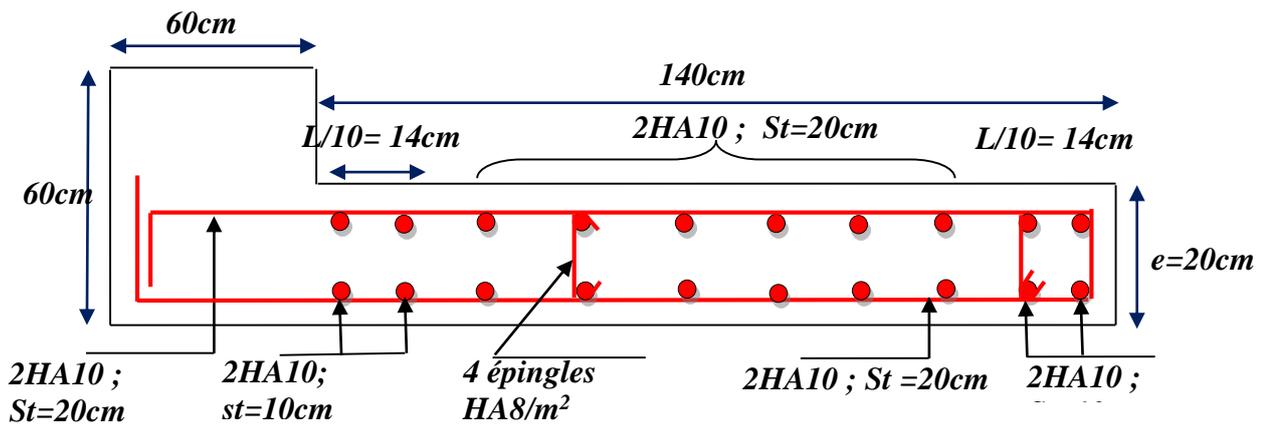
Tableau IV.26 Ferrailage du voile $V_{x2}=1,5m$

Niveau	RDC+1 étage	2,3 éme étages	4,5 éme étages	6, 7éme étages
Section (cm ²)	150×20	150×20	150×20	150×20
Mcorrig(KN.m)	452.092	183.527	120.498	23.195
N(KN)	1057.827	459.714	371.544	279.625
V(KN)	147.021	140.375	98.510	67.725
section	SPC	SPC	SPC	SPC
τ	0.71	0.68	0.48	0.33
τ'	5	5	5	5
$A_{cal} (cm^2)$	0	0	0	0
A_{min}	4.5	4.5	4.5	4.5
$A_{cal} /face (cm^2)$	2.25	2.25	2.25	2.25
$A_{min}^{tend} (cm^2)$	1.25	1.12	0.69	2
Lc (m)	0.88	0.94	1.16	0.5

$A_{min}^{comp} (cm^2)$	1.75	1.88	2.31	1
$N^{bre} / \text{par face}$	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
$A_{adop} (cm^2)$	7.85	7.85	7.85	7.85
St	10	10	10	10
A_h^{cal}	0.89	0.85	0.60	0.41
A_h^{min}	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop}	1.57	1.57	1.01	1.01
N_{barre}	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8
St	20	20	20	20

Tableau IV.27 Ferrailage du voile $V_{y6}=1,4m$

Niveau	RDC+1 étage	2,3 éme étages	4,5 éme étages	6, 7,8éme étages
Section (cm^2)	140×20	140×20	140×20	140×20
Mcorrig(KN.m)	435.763	198.877	99.385	72.748
N(KN)	1541.744	716.615	446.147	391.967
V(KN)	167.290	121.315	72.315	48.823
section	SPC	SPC	SPC	SPC
τ	0.88	0.63	0.37	0.25
τ'	5	5	5	5
$A_{cal} (cm^2)$	0	0	0	0
A_{min}	4.2	4.2	4.2	4.2
$A_{cal} / \text{face} (cm^2)$	2.1	2.1	2.1	2.1
$A_{min}^{tend} (cm^2)$	0.49	0.45	0.13	0.57
Lc (m)	1.16	1.18	1.34	1.11
$A_{min}^{comp} (cm^2)$	2.31	2.35	2.67	2.23
$N^{bre} / \text{par face}$	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
$A_{adop} (cm^2)$	7.85	7.85	7.85	7.85
St	10	10	10	10
A_h^{cal}	1.10	0.80	0.46	0.31
A_h^{min}	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop}	1.57	1.57	1.01	1.01
N_{barre}	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8
St	20	20	20	20

V.5 Exemples de schéma de ferrailage d'un voile V_{y6} :Figure IV.9 Schéma de ferrailage du voile $V_{y6}=1,40\text{ m}$ (RDC+ étage1)

IV.4. Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations donc ils doivent être correctement dimensionnés et bien armés en se référant aux règlements de (BAEL) et respectée les exigences de l'RPA.

Chapitre V

Au vu de la nature géologique de site ainsi que les résultats des essais in situ nous a permis d'envisager comme première approximation l'emploi de fondation superficielle.

L'ancrage des fondations se fera à une profondeur de 2,20m, et la contrainte admissible à prendre dans les calcule est de $\sigma_{adm}=2,00\text{bar}$ à l'ELU durable.

V.2.4. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles

V.2.4.1. Semelles isolées

- **Combinaisons d'actions à considérer**

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q$
- $G + Q + E$
- $0.8 \times G \pm E$

La vérification à faire est : $\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S = A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots\dots\dots(1)$

N=1283,08 KN (L'ELA)

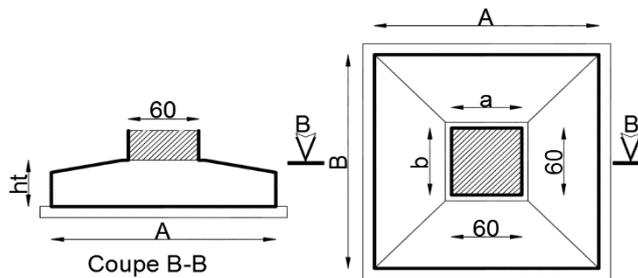


Figure V.1 Vue d'une semelle isolée

On a une semelle homothétique : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$

Ce qui donne : $B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1283,08}{200}} = 2,53 \text{ m}$

Avec : (10.1.4.1 R.P.A. 99 ver.2003)

$\bar{\sigma}_{sol} = 2,00 \text{ bar ELUdurable}$

$\bar{\sigma}_{sol} = 4,00 \text{ bar ELUAccidentel}$

a,b : dimensions du poteau à la base.

L_{min} (entre axe de poteaux) = 1,85m ; On remarque qu'il y'a un chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

V 2.4.2. Vérification des semelles filantes

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 12 poteaux

Tableau V.1 les charge sur semelle filante

Numéro	Combinaisons	X _i (m)	N _i (KN)	M _i (kNm)
C49	G+Q+EYmin	2,40	765,8229	74,8252
C50	G+Q+EYmin	5,90	1078,287	66,739
C51	G+Q+EYmin	8,20	1270,6202	67,6145
C52	G+Q+EYmin	10,05	875,6752	58,5624
C53	G+Q+EYmin	12,10	755,7312	66,9609
C54	G+Q+EYmin	14,75	1026,6227	76,09
C55	G+Q+EYmin	17,40	1082,2443	68,4464
C56	G+Q+EYmin	19,45	878,9828	70,2898
C57	G+Q+EYmin	21,30	875,5254	63,4672
C58	G+Q+EYmin	23,60	1283,0848	74,3293
C59	G+Q+EYmin	27,10	1121,6366	76,5911
C60	G+Q+EYmin	29,50	889,4225	86,7774
	/	Somme	11903,66	/

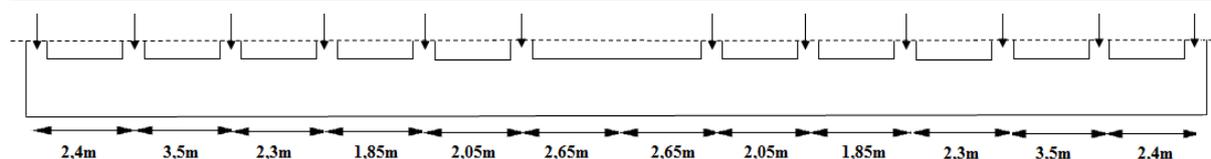


Figure V.2 Semelle filante

Avec : $N = \sum_{i=1}^{i=12} = 11903.66KN$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{11903.66}{400 \times 29,5} = 1.008m$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 1,008m.

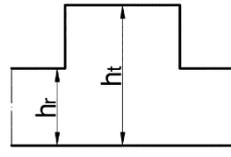
V .2.4.3. Radier général

1. Caractéristique du radier :

- ✓ Surface du bâtiment au niveau de l'ancrage : S radier = 678,5m²
- ✓ Dimension du radier : L_{xx} = 29,50m et L_{yy}=23,00 m
- ✓ Périmètre du bâtiment : Per = 2(L_{xx}+ L_{yy}) =2 (29,50+23,00) = 105,00 m

- ✓ Coordonnées du centre de gravité du radier : $X_G=14,95m$ et $Y_G=11,79m$
- ✓ Moments d'inertie du radier : $I_{xG} = 12123,37m^4$ et $I_{yG}=200596,60m^4$

2. Pré dimensionnement

<p>Le radier est considéré comme infiniment rigide, On doit satisfaire les conditions suivantes :</p> <p>➤ Condition de coffrage :</p> $h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \quad h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$ <p>(Calcul des ouvrages en béton armé M. BELAZOUGUI -OPU-.</p>	
<p>Figure V.3 Dimension du radier.</p>	

h_t : hauteur des nervures ; h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs $L_{max}=5,5m$

Ce qui donne : $h_t \geq 55cm$; $h_r \geq 27,5cm$

On adopte

$h_t \geq 60cm$; $h_r \geq 30cm$

3. Détermination du poids de l'infrastructure :

Poids du radier : $0,30 \times 25 \times 678,5 = 5088,75 \text{ KN.m}$

Poids des avant poteaux : $0,6 \times 0,6 (2,20 - 0,6) \times 74 \times 25 = 1065,5 \text{ KN.m}$

Poids des avant Voiles : $0,2 \times (N_1 \times L_1 + N_2 \times L_2) \times (2,20 - 0,6) \times 25 = 180,8 \text{ KN.m}$

Poids des nervures : $bt \times 0,60 \times L \text{ totale de toutes les nervures} \times 25 = 4681,95 \text{ KN.m}$

Poids du voile périphérique : $2 \times (29,50 + 23) \times (2,20 - 0,6) \times 0,2 \times 25 = 840 \text{ KN.m}$

Poids des remblais : $678,5 \times 2,20 - \text{Poids radier} - P_{\text{nervure}} - P_{\text{Voile}} \text{ périphérique} = 1061,04 \text{ m}^3$

$1,8 \text{ KN/m}^2$ poids volumique du sol de remblai $N = 1909,87 \text{ KN.m}$

$N_{\text{inf}} = 13766,87 \text{ KN.m}$

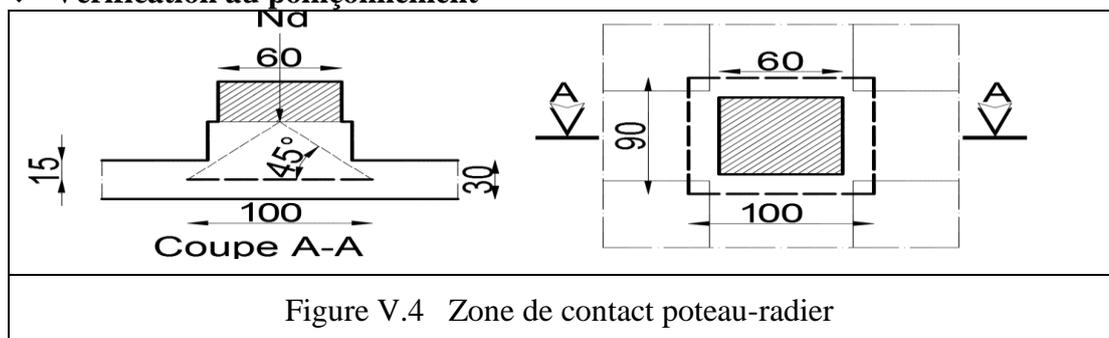
$N_{\text{total}} = N_d + N_{\text{infra}}$ avec :

1*/ $N_d = NELS = 795,825 \text{ KN.m}$ 1 $N_{\text{total}} = 14562,69 \text{ KN.m}$

2*/ $N_d = ELUA = 1041,327 \text{ KN.m}$ 2 $N_{\text{total}} = 14808,19 \text{ KN.m}$

4. Les vérifications :

❖ **Vérification au poinçonnement**



Il faut vérifier que : $N_d \leq N_L = 0.045 \times U_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots$ C.B.A.93 (A.5.2.4.2)

Avec : h_r : l'épaisseur du radier.

U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen du radier.

$a = b = 0,6m. \Rightarrow U_c = 2 \times (A + B)$ avec : $A = B = a + h_r = b + h_r = 0,6 + 0,30 = 0,90$

$\Rightarrow U_c = 2 \times (0,90 + 0,90) = 3,60m$

Tableau V.2 Forces localisées poinçonnement

Situation	N_d (kN)	γ_b	N_L (kN)	Remarque
Accidentelle	1041,327	1,15	1057,00	Vérifiée
Durable	795,825	1,50	810,00	Vérifiée

Avec : N_d : L'effort normal de calcul sous le poteau

➤ **La condition de rigidité**

Pour un radier rigide, il faut que $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$ avec $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$

L_e : Est la longueur élastique.

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7$ KN/m².

b : Largeur du radier.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4$ KN/m³

$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{E \times \pi^4}} = 0,82m$ Donc : $h_t = 90$ cm

$h_r = 30$ cm radier avec des nervure $h = 60$ cm

➤ **Vérification des contraintes dans le sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens :

$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < f_s \times \sigma_{sol}$ (10.1.4.1. RPA99Ver.2003)

Tableau V.3 les Réactions à la base :

COMB	N (KN)	N_{co} (KN)	M_{xx} (KNm)	$M_{xx,co}$ (KNm)	M_{yy} (KNm)	$M_{yy,co}$ (KNm)	f_s
G	53770,53	67537,40	5760,53	639715,08	79778,02	883647,45	/
Q	8238,15	8238,15	865,02	97992,812	12500,67	135661,03	/

EXX	0,00	0,00	1417,63	1417,63	6280,14	6280,14	/
EYY	0,00	0,00	6028,57	6028,57	1334,89	1334,89	/
G+Q	62008,68	75775,55	66255,49	737707,89	92278,69	1019308,46	1
G+Q+EXX	62008,68	75775,55	66397,26	739125,52	85998,55	1025588,60	2
G+Q+EYY	62008,68	75775,55	72284,06	743736,46	92145,20	1020643,35	2
0,8G+EXX	43016,42	54029,92	46225,97	513189,69	57542,28	713198,10	2
0,8G-EXX	43016,42	54029,92	52112,77	510354,46	63688,93	700637,82	2
0,8G+EYY	43016,42	54029,92	46225,97	517800,63	57542,28	708252,86	2
0,8G-EYY	43016,42	54029,92	52112,77	505743,49	63688,93	705583,07	2

Avec: $N_{G_co} = N_G + N_{inf}$; $M_{xx_co} = M_{xx} + N Y_G$ et $M_{yy_co} = M_{yy} + N X_G$

• Dans le sens x-x

COMB	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	σ_{moy} (MPa)	$f_s \times \sigma_{sol}$ (MPa)	Remarque
G+Q	0.112	0.147	0.121	0.2	Vérifier
G+Q+EXX	0.113	0.148	0.122	0.4	Vérifier
G+Q+EYY	0.114	0.148	0.122	0.4	Vérifier
0,8G+EXX	0.085	0.109	0.091	0.4	Vérifier
0,8G-EXX	0.084	0.108	0.090	0.4	Vérifier
0,8G+EYY	0.086	0.109	0.090	0.4	Vérifier
0,8G-EYY	0.084	0.108	0.090	0.4	Vérifier

$\sigma_{max} = \frac{N_{total}}{S_{rad}} + \frac{M_{xx_co}}{I_{xg}} \times Y_G$	$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$
$\sigma_{min} = \frac{N_{total}}{S_{rad}} + \frac{M_{xx_co}}{I_{xg}} \times (L_{yy} - Y_G)$	$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < f_s \times \sigma_{sol}$

• Dans le sens y-y

COMB	σ_{\max} (MPa)	σ_{\min} (MPa)	σ_{moy} (MPa)	$f_s \times \sigma_{\text{sol}}$ (MPa)	Remarque
G+Q	0.097	0.095	0.096	0.2	Vérifier
G+Q+EXX	0.098	0.096	0.097	0.4	Vérifier
G+Q+EYY	0.097	0.096	0.097	0.4	Vérifier
0,8G+EXX	0.074	0.072	0.073	0.4	Vérifier
0,8G-EXX	0.074	0.072	0.073	0.4	Vérifier
0,8G+EYY	0.075	0.073	0.074	0.4	Vérifier
0,8G-EYY	0.074	0.073	0.074	0.4	Vérifier

$\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{total}}}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_{yy_co}}{I_{Yg}} \times X_G$	$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$
$\sigma_{\min} = \frac{N_{\text{total}}}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_{yy_co}}{I_{Yg}} \times (L_{xx} - X_G)$	$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < f_s \times \sigma_{\text{sol}}$

Remarque : Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens.

➤ Vérification de la stabilité au renversement

On doit vérifier que :
$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$
 (10.1.5. RPA99ver.2003)

Tableau V.4 la stabilité au renversement

COMB	N _{co} (kN)	M _{xx_co} (kNm)	e _{xx} (m)	Remarque	M _{yy_co} (kNm)	e _{yy} (m)	Remarque
G+Q	75775,55	66255,49	1,06	Vérifier	92278,69	1,49	Vérifier
G+Q+EXX	75775,55	66397,26	1,07	Vérifier	8599,85	1,38	Vérifier
G+Q+EYY	75775,55	72284,06	1,16	Vérifier	92145,20	1,48	Vérifier

0,8G+EXX	54029,92	46225,97	1,07	Vérifier	57542,28	1,33	Vérifier
0,8G-EXX	54029,92	52112,77	1,21	Vérifier	63688,93	1,48	Vérifier
0,8G+EYY	54029,92	46225,97	1,06	Vérifier	57542,28	1,34	Vérifier
0,8G-EYY	54029,92	52112,77	1,22	Vérifier	63688,93	1,48	Vérifier

Pas de risque au renversement dans les deux sens.

➤ **Vérification de la poussé hydrostatique**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N_{Total} \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} f_s : \text{Coefficient de securité} \\ H : \text{Profondeur d'ancrage} \\ S_{rad} : \text{Surface du radier} \\ \gamma_w : \text{Poids volumique de l'eau} \end{cases}$$

$$N_{total} = 62008,68 \text{ kN} \geq 1,50 \times 2,20 \times 678,5 \times 10 = 22390,5 \text{ kN} \rightarrow \text{vérifier}$$

V.3 Ferrailage du radier général

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicité à la flexion simple. Le calcul se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour les autres.

$$L_x = 5.3 - 0,6 = 4,70 \text{ m} \quad , \quad L_y = 5,5 - 0,6 = 4,90 \text{ m}$$

Soit : N_{inf} : le poids de l'infrastructure

➤ **Calcul des sollicitations**

$$q_u = \frac{N_u - N_{inf}}{S_{rad}} \Rightarrow q_u = \frac{48241,81}{678,50} = 71,10 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser} - N_{inf}}{S_{rad}} \Rightarrow \frac{40003,66}{678,50} = 58,96 \text{ kN} / \text{m}^2$$

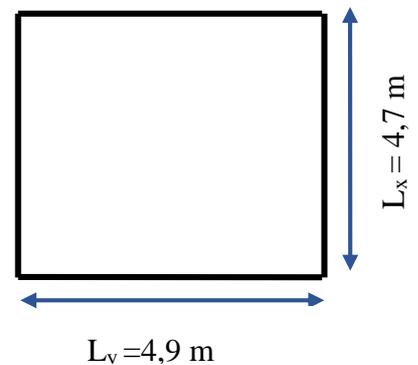


Figure V.5 Panneau sur quatre appuis.

Avec N_u est l'effort normal ramené par la superstructure soulagée du poids de l'infrastructure.

$L_x(\text{m})$	$L_y(\text{m})$	$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU		ELS	
			μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
4,70	4,90	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236

Le panneau travail comme une dalle qui travaille dans les deux sens.....(Annexe II)

le panneau intermédiaire

$$\mathbf{L'ELU} : \begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0410 \times 71.10 \times 4,7^2 = 64.40 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,8875 \times 64.40 = 57.15 \text{ kNm} \end{cases}$$

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

Moment en travées $\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 54.74 \text{ kNm} ; M_t^y = 0,85 \times M_y = 48.57 \text{ kNm} \end{cases}$

Moment en appuis $\begin{cases} M_a^x = M_a^y = -0,5 \times M_x = -32.19 \text{ kNm} \end{cases}$

$$\mathbf{L'ELS} : \begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0483 \times 58.96 \times 4,7^2 = 62.91 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,9236 \times 62.91 = 58.10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travées $\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 53.47 \text{ KN.m} & M_t^y = 0,85 \times M_y = 49.39 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moment en appuis $\begin{cases} M_a^x = M_a^y = -0,5 \times M_x = -34.15 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **Ferraillage de la dalle**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m. Le ferraillage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0,30) \text{ m}^2$

➤ **Calcul de la section minimale (A_{\min}):**

$$\left. \begin{matrix} e > 12 \text{ cm} \\ \rho \geq 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times e \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 0,0008 \times \left(\frac{3-0,95}{2} \right) \times 100 \times 30 = 2,45 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y = \rho_0 b e \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^y = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,40 \text{ cm}^2 \end{cases} \end{cases}$$

➤ **Espacement des armatures**

Pour les deux sens : $S_t \leq \min (2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

Tableau V.5 Ferraillage du radier

Position	Sens	M_u KN.m	A_{Cal} (cm^2/ml)	A_{\min} (cm^2/ml)	A_{Choisit} (cm^2/ml)	S_t (cm)
En travée	Selon x	54.74	5.77	2.45	8HA12=9.05	12
	Selon y	48.57	5.10	2,40	8HA12=9.05	12
En appuis	Selon x-y	32.19	3.35	2,45	7HA10=5.50	14

L'ELS

• **Vérification des contraintes du béton et d'acier**

Tableau V.6 Vérifications des contraintes dans le béton et l'acier.

Position	Sens	M_{ser} (KN.m)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
----------	------	-------------------------	--------------------------------------	-------------	--------------------------------------	-------------

En travée	X-X	53.47	5.61<15	Vérifiée	231.60>201,63	Non vérifiée
	Y-Y	49.39	5.18<15	Vérifiée	213.91>201,63	Non vérifiée
En appuis	X-Y	34.15	3.47<15	Vérifiée	203.2>201,63	Non vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Tableau V.7 les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

Position	Sens	M _{ser} KN.m	A _{ELU} (cm ² /ml)	A _{SER} (cm ² /ml)	A _{choisit} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	x-x	53.47	9.05	11.45	8HA14=12.32	12
	y-y	49.39	9.05	10.70	8HA14=12.32	12
En appui	x-y	34.15	5.50	6.10	7HA12=7.92	14

✓ Vérification des espacements

Selon x-x: $S_t \leq \begin{cases} \min(2.5 \times h_r, 25\text{cm}) = 25\text{cm} \\ 100/8 = 12\text{cm} \end{cases}$

Selon y-y: $S_t = 10\text{cm} < \min(3 \times h_r ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

• Schéma de ferrailage

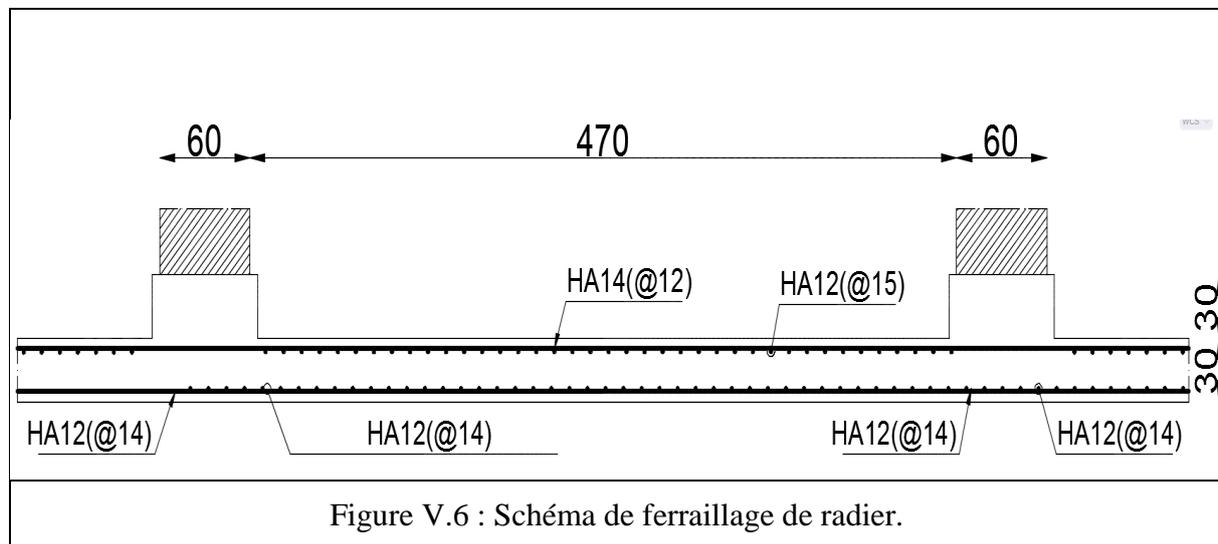


Figure V.6 : Schéma de ferrailage de radier.

V.4 Ferrailage des nervures :

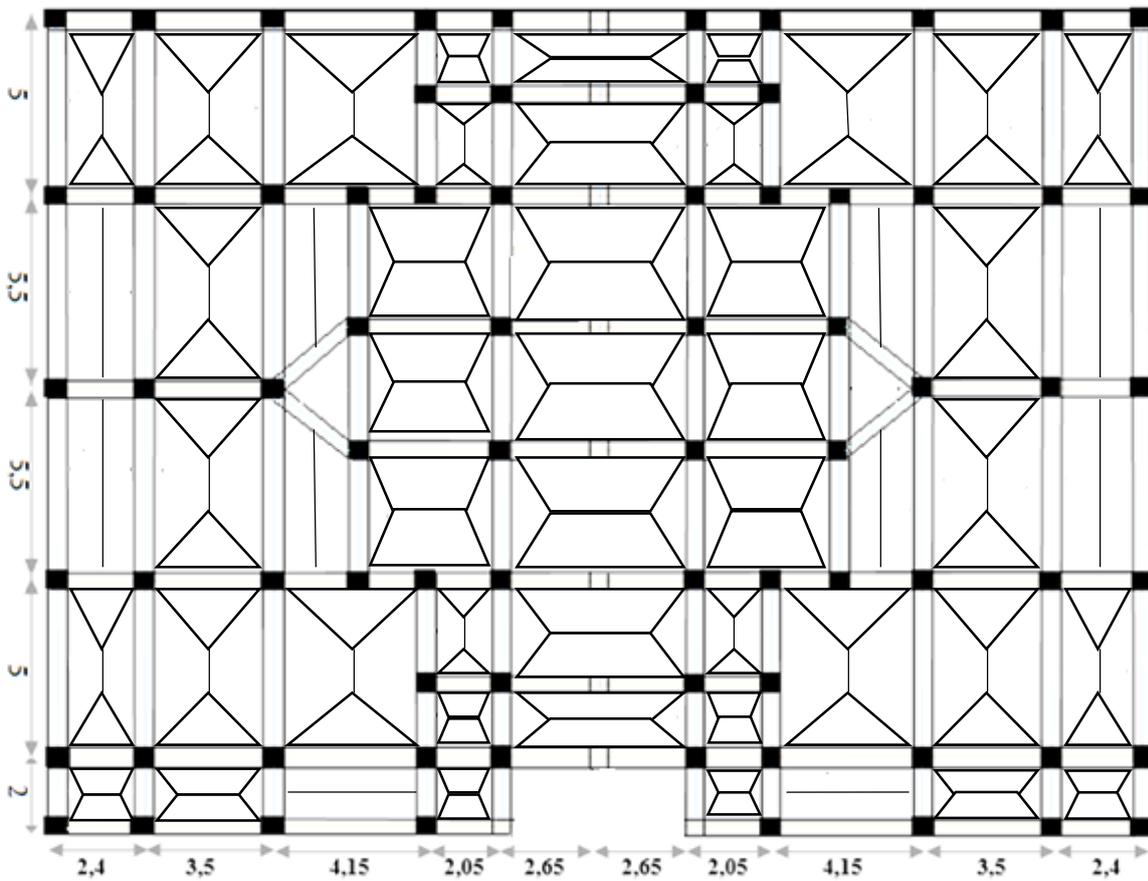
Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- P_m charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- P_v charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

❖ Cas de charge équivalent

- Cas de charge triangulaire : $q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x$ et $q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x$
- Cas de charges trapézoïdales : $q_m = \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_g^2}{3}) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_d^2}{3}) \times l_{xd}$
 $q_v = \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_g}{3}) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_d}{3}) \times l_{xd}$

Figure V.7 Les linges de ruptures



V.4.1. Calcul des sollicitations : le calcul des nervure ce fait de la même manier que les poutrelles (ferraillé en flexion simple).

• Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l & \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$ Avec $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

• **Moments en travée :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

Avec ; $M_0(x) = \frac{q \times x}{2}(l-x)$ et $x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

❖ Les résultats des calculs sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

Avec : $q_u = 71,10 \text{ KN.m}$; $q_s = 58,96 \text{ KN.m}$

• **Sens Y-Y :**

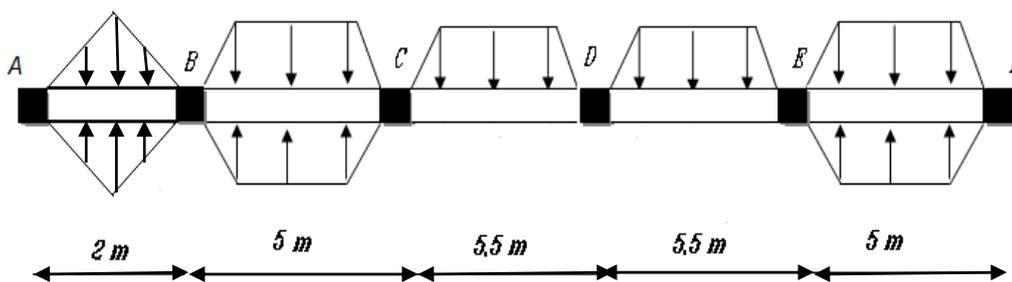


Figure. V. 8 Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.

Tableau V.8 Sollicitations de la nervure dans le sens y-y.

travée	P (KN/m)	M_a (KN.m)		X_0 (m)	M_t (KN.m)
		M_g	M_d		
A-B	66,36	0	-197,36	0,487	7,87
B-C	148,98	-197,36	-242,26	2,44	246,02
C-D	91,13	-242,26	-207,56	2,82	119,89
D-E	91,13	-207,56	-330,23	2,51	78,42
E-F	148.98	-330,23	0	2,94	315,09

• **Sens X-X**

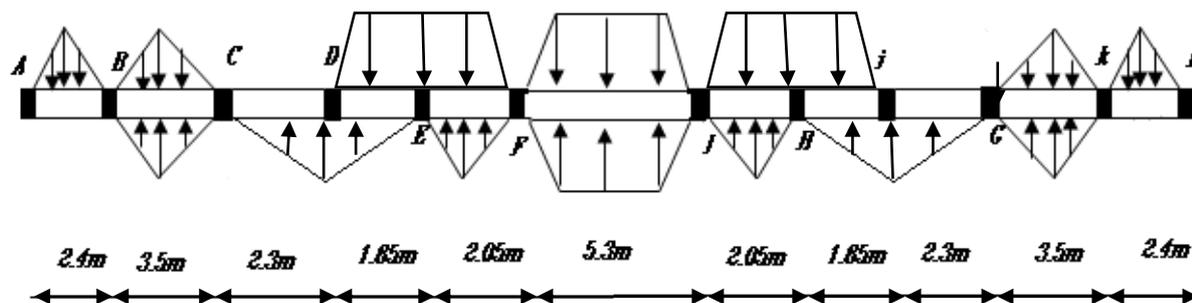


Figure. V. 9 Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x.

Tableau V.9 Sollicitations de la nervure dans le sens x-x.

travée	P (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)
		M_g	M_d		
A-B	42,66	0	-81,61	0,403	3,46
B-C	137,46	-81,61	-82,87	1,74	128,25
C-D	40,29	-82,87	-21,32	1,81	16,57
D-E	108,16	-21,32	-32	0,87	19,77
E-F	112,9	-32	-270,38	0,005	32
F-G	170,75	-270,38	-270,38	2,65	329,17
G-H	112,9	-270,38	-32	2,05	32
H-I	108,16	-32	-21	0,98	19,94
I-J	40,29	-21	-83,18	0,48	16,38
J-K	137,46	-83,18	-81,61	1,75	128,09
K-L	42,66	-81,61	0	1,99	3,46

Moments défavorable à L'ELS est L'ELU :

Tableau V.10 Sollicitations à l'ELU

Sens	Localisation	M (KN.m)	V_u (KN)
X-X	Travée	329,17	412,49
	Appui	-270,38	
Y-Y	Travée	315,09	400,21

	Appui	-330,23	
--	-------	---------	--

Tableau V.11 Sollicitations à l'ELS

Sens	Localisation	M (KN.m)
X-X	Travée	272,97
	Appui	-224,22
Y-Y	Travée	261,28
	Appui	-273,84

- **Ferraillage**

Les nervures sont des poutres continues, de section en T, elles sont ferraillées à la flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

$h_t=60$ cm ; $h_0=30$ cm ; $b=70$ cm.

Remarque : Le ferraillage des nervures est comme une section rectangulaire ($b \times h$). dans notre cas pour plus de sécurité on adopte une section rectangulaire (70x60) cm².

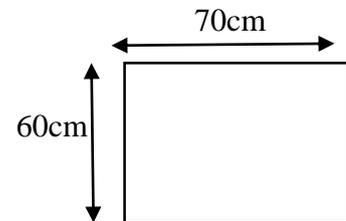


Tableau V.12 Résumé des résultats du ferraillage des nervures

Sens	Localisation	M(KN.m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	Choix
X-X	Travée	329,17	17,21	18,73	4HA14+4HA20
	Appui	-270,38	13,99	14,2	4HA14+4HA16
Y-Y	Travée	315,09	16,43	18,73	4HA14+4HA20
	Appui	-330,23	17,27	18,73	4HA14+4HA20

➤ **Les Vérifications à L'ELU :**

- **Vérification de l'effort tranchant :** (F. Préjudiciable)

- On a: $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{1,5}; 4MPa\right) = 2,5MPa$

- $\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens xx: } \tau_u = \frac{412,49 \times 10^{-3}}{0,7 \times 0,55} = 1,07MPa < 2,5MPa \rightarrow \text{vérifier} \\ \text{Sens yy: } \tau_u = \frac{400,21 \times 10^{-3}}{0,7 \times 0,55} = 1,03MPa < 2,5MPa \rightarrow \text{vérifier} \end{array} \right.$

- **Vérification des contraintes**

Tableau V.13 Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	Local	M_{ser} (KNm)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obs.	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs.
X-X	Travée	272,97	8,35 < 15	vérifiée	280,14 > 201,63	N. vérifiée
	Appui	-224,22	7,60 < 15	vérifiée	299,79 > 201,63	N. vérifiée
Y-Y	Travée	261,28	8,00 < 15	vérifiée	268,15 > 201,63	N. vérifiée
	Appui	-273,84	8,38 < 15	vérifiée	281,04 > 201,63	N. vérifiée

Recalcule à L'ELS :

Tableau V.14 Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

Sens	Local	M_{ser} KN.m	A_{ELU} (cm ² /ml)	A_{SER} (cm ² /ml)	$A_{choisit}$ (cm ² /ml)
X-X	Travée	272,97	17,21	26,02	4HA16 + 4HA25=27,68
	Appui	-224,22	13,99	21,11	8HA20=25,13
Y-Y	Travée	261,28	16,43	24,9	8HA20=25,13
	Appui	-273,84	17,27	26,10	4HA16 + 4HA25=27,68

- Armatures transversales**
 $\Phi_t \geq \min (b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min})$
 $\Phi_t \geq \min (6 \text{ mm} ; 2,57\text{mm} ; 16 \text{ mm})=6 \text{ mm}$
 Calcul des aciers transversaux:
 Zone Nodale $St = 10\text{cm}$
 Zone courant $St=15\text{cm}$

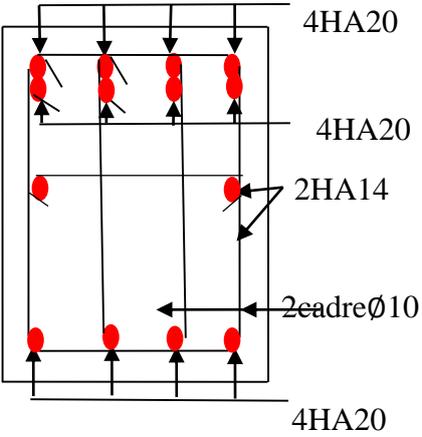
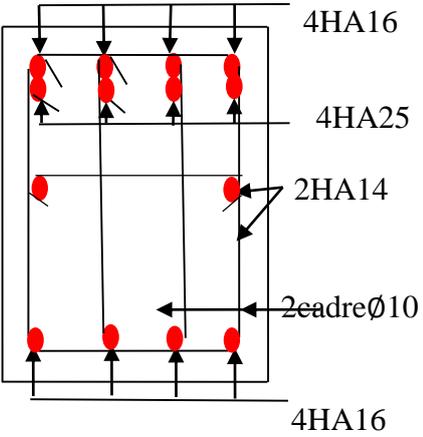
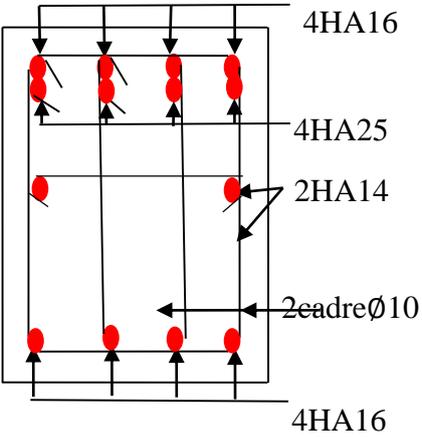
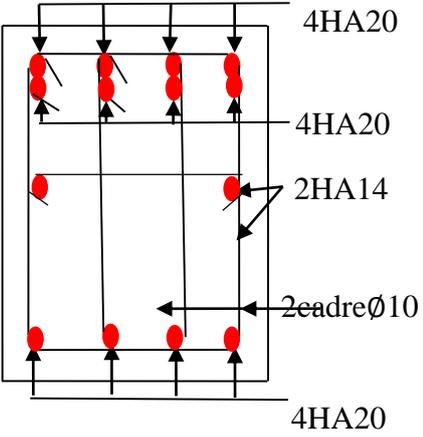
$$\frac{A_t}{S_t} \geq Vu / \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) \longrightarrow A_t \geq \frac{S_t \times Vu}{f_e} \times \gamma_s$$

$$A_t \geq \frac{0,15 \times 412,49 \times 10}{400} \times 1,5 = 2,32\text{cm}^2$$

On adopte 4 $\Phi 10$ et $A_{tra}=4\Phi 10=3,14\text{cm}^2$.

- Armatures de peau :**
 D'après le CBA (Article A.7.3), on doit mettre des armatures de peau de section $A_p=3\text{cm}^2/\text{ml}$ par la hauteur des nervures.
 Nous avons : $h_n= 60\text{cm} \Rightarrow A_p=3 \times 0.60 = 1,8\text{cm}^2$. On adopt 2HA12=2,26cm²/face
 ➤ **Schémas de ferrailage des nervures**

Tableau V.15 ferrailage des nervures selon les deux sens.

sens	appui	travée
Sens x-x		
Sens y-y		

Conclusion générale

Pour l'étude d'une structure en génie civil en générale, et du bâtiment en particulier, l'ingénieur doit définir à l'avance une stratégie d'étude en définissant les différentes étapes de l'étude. Ces étapes qui vont conduire à un résultat final, qui est la définition des différentes sollicitations, qui seront utilisées à leur tour pour le dimensionnement des différents éléments de la structure. Une étude génie civil à pour objectif de dimensionner la structure à fin d'avoir un meilleur comportement en faisant travailler les matériaux au maximum.

Le dimensionnement de la structure repose sur plusieurs paramètres, à savoir, sa conception architecturale, la nature du site d'implantation, la maîtrise des codes de calculs et des règlements en vigueur. Les soucis de l'ingénieur génie civil c'est de concevoir une structure qui répond aux différentes exigences de comportement et de résistance. Le comportement vis à vis des charges sismiques dans notre cas est un souci majeur du fait que la structure étudiée sera implantée à Bouira qui est une zone sismique.

Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

Après l'analyse des plans architecturaux on a constaté que la structure est plus au moins régulière en plans et en élévation. L'analyse géotechnique donnée du site nous donne que le sol peu compressible, moyennement gonflant de bonne compacité et moyennement à fortement plastique, vue l'importance de l'ouvrage. Le prédimensionnement des éléments a permis de donner une idée générale sur les dimensions des différents éléments à savoir : plancher, poutres, poutrelles, escalier, acrotère, poteaux. Les dimensions seront utilisées pour la détermination des charges statiques de la structure. Ces dimensions sont utilisées dans le modèle numérique en 3D réalisé à l'aide du logiciel ETABS.

On a constaté que le critère le plus dominant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère du feu. Et le poteau le plus sollicité n'est pas toujours le poteau à côté de la cage d'escalier. En effet, pour notre cas, c'est le poteau qui a une grande surface afférente.

La modélisation de la structure, en utilisant le logiciel ETABS 2016, nous a permis de prédire le comportement de la structure sous chargement sismique. On a effectué un calcul tridimensionnel dynamique dans le but de déterminer les différentes sollicitations sous différentes combinaisons d'actions. Cela, est effectué afin de dimensionner de manière correcte les différents éléments vis-à-vis des sollicitations dynamiques et d'avoir un meilleur comportement de la structure et de satisfaire toutes les conditions de RPA99/2003.

La modélisation et l'étude dynamique de la structure nous a conduit à opter pour un système de contreventement mixte voile-portique avec interaction et cela est due à la hauteur importante de l'ouvrage étudié. Les résultats obtenus ont montré que les deux premiers modes sont des modes de translation, le 1^{er} selon xx et le 2^{ème} selon yy, et le 3^{ème} est une rotation. Le taux de participation massique atteint plus de 90% dans le mode 07 selon xx et dans le mode 08 selon yy.

L'effort tranchant à la base du bâtiment dans le sens x-x est vérifié. Cependant, la condition n'est pas vérifiée dans le sens y-y, en effet, d'après l'article 4.3.6, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale doivent être majorées par un facteur de $(0.8 \times V_{st}) / V_{dyn}$

Selon E_{xx} : $9,81 \times 1,109$ (Article 4.3.6) RPA99/2003

Selon E_{yy} : $9,81 \times 1,079$

- Les sections des poteaux et poutres choisies au chapitre pré dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier notre modélisation .
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P- Δ).
- Dans l'étude des éléments porteurs, on déduit que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.
- Le radier nervuré est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Conclusion générale

BIBLIOGRAPHIE

- **BAEL91/99** : (Béton armé aux états limites)
- **RPA99**: Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003)
- **CBA 93**: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé(CBA93).
- **DTR BC 2.2** : (Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989).
- **DTR BC 2.33.1** « Règles de calcul des fondations superficielles », édition 1992.
- Mémoires de fin d'étude
- Cahiers de cours béton du cursus

Bibliographie

Annex1

➤ Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelles par niveau **étage courant** sont résumés dans les tableaux

On a : $G = 5,21 \text{ KN}$ et $Q = 1,5 \text{ KN}$ d'où $G' = 3,47 \text{ KN}$

donc $P_u = 5,57 \text{ KN}$ et $P_u' = 4,16 \text{ KN}$, $P_s = 4,02 \text{ KN}$ et $P_s' = 2,98 \text{ KN}$

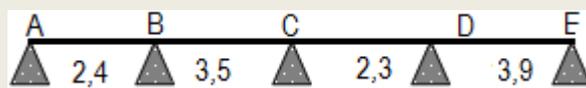
									
T1									
Travées	L (m)	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)	Mu ri(KN.m)	Ms ri(KN.m)
AB	2,4	0,948	2,502	1,817	0	0	5,28	-0,45	-0,32
BC	3,5	1,683	4,514	3,287	-3,37	-2,415	9,372	0	0
CD	4,15	2,103	7,626	5,539	-4,685	-3,358	11,711	0	0
DE	2,05	1,221	0,1	0,089	-4,049	-2,902	- 11,404	0	0
EF	2,65	1,299	2,883	2,096	-1,816	-1,301	7,235	0	0
FG	2,65	1,351	2,883	2,096	-2,201	-1,578	7,526	0	0
GH	2,05	0,829	0,1	0,089	-1,816	-1,301	-7,235	0	0
HI	4,15	2,047	7,626	5,539	-4,049	-2,902	11,404	0	0
IJ	3,5	1,817	4,514	3,287	-4,685	-3,358	- 11,711	0	0
JK	2,4	1,452	2,502	1,817	-3,37	-2,415	-9,372	-0,45	-0,32

Tableau II.1

									
T2									
Travées	L (m)	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)	Mu ri(KN.m)	Ms ri(KN.m)
AB	2,4	0,948	2,502	1,817	0	0	5,28	-0,45	-0,32
BC	3,5	1,77	5,358	3,892	-3,37	-2,415	9,86	0	0
CD	2,3	1,1	0,396	0,306	-2,975	-2,132	-9,635	0	0
DE	3,9	1,945	6,919	5,022	-3,614	-2,591	10,832	0	0

EF	2,6	1,429	1,954	1,43	-3,729	-2,673	- 10,891	0	0
FG	2,6	1,221	1,954	1,43	-2,201	-1,578	6,804	0	0
GH	3,9	1,955	6,919	5,022	-3,729	-2,673	10,891	0	0
HI	2,3	1,2	0,396	0,306	-3,614	-2,591	- 10,832	0	0
IJ	3,5	1,73	5,358	3,892	-2,975	-2,132	9,635	0	0
JK	2,4	1,452	2,502	1,817	-3,37	-2,415	-9,86	-0,245	-0,32

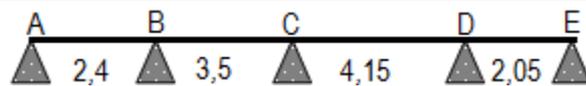
Tableau II.2



T3

Travées	L (m)	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)	Mu ri(KN.m)	Ms (KN.m)
AB	2,4	0,948	2,502	1,817	0	0	5,28	-1,19	-0,85
BC	3,5	1,77	5,358	3,892	-3,37	-2,415	9,86	0	0
CD	2,3	0,946	-0,485	-0,326	-2,975	-2,132	-9,635	0	0
DC	3,9	2,207	7,978	5,781	-5,593	-4,009	12,296	-1,19	-0,85

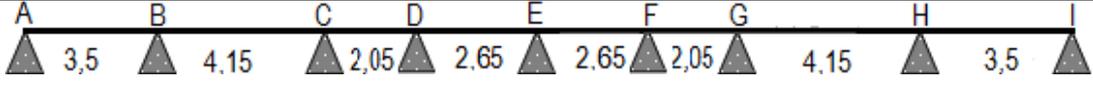
Tableau II.3



T4

Travées	L (m)	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)	Mu ri(KN.m)	Ms ri(KN.m)
AB	2,4	0,948	2,502	1,817	0	0	5,28	-0,45	-0,32
BC	3,5	1,683	4,514	3,287	-3,37	-2,415	9,372	0	0
CD	4,15	2,099	7,589	5,511	-4,685	-3,358	11,693	0	0
DE	2,05	1,386	1,228	0,895	-4,123	-2,956	- 11,422	-0,45	-0,32

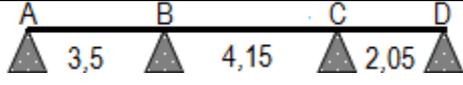
Tableau II.4



T5

Travées	L (m)	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)	Mu ri(KN.m)	Ms ri(KN.m)
AB	3,5	1,457	5,914	4,289	0	0	8,117	-0,97	-0,68
BC	4,15	2,147	7,127	5,181	-5,707	-4,091	11,957	0	0
CD	2,05	1,221	0,1	0,089	-4,049	-2,902	- 11,158	0	0
DE	5,30	1,299	2,883	2,096	-1,816	-1,301	7,235	0	0
EF	2,05	1,351	2,883	2,096	-2,201	-1,578	7,526	0	0
FG	4,15	0,829	0,1	0,089	-1,816	-1,301	-7,235	0	0
GH	3,5	2,003	7,127	5,181	-4,049	-2,902	11,158	-0,97	-0,68

Tableau II.5



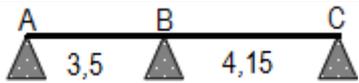
T6

Travées	L (m)	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)	Mu ri(KN.m)	Ms ri(KN.m)
AB	3,5	1,457	5,914	4,289	0	0	8,117	-0,96	-0,68
BC	4,15	2,144	7,089	5,153	-5,707	-4,091	11,939	0	0
CD	2,05	1,386	1,228	0,895	-4,123	-2,956	- 11,176	-0,57	-0,43

Tableau II.6

Avec la methode forfaitaire $G = 5,61$

$Q = 3,5$



T7

Travées	L (m)	M0u (KN.m)	M0s (KN.m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	MAu (KN.m)	MAs (KN.m)	Vu (KN)	Mu riv(KN.m)	Ms riv(KN.m)
AB	3,5	11,781	8,37	8,169	5,804	0	0	13,465	-1,76	-1,26

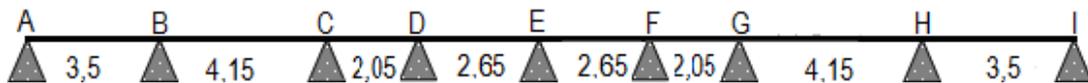
BC	4,15	16,564	11,767	13,503	9,593	-9,938	-7,06	18,36	-2,49	-1,76
----	------	--------	--------	--------	-------	--------	-------	-------	-------	-------

Tableau II.7

➤ Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et à L'ELS des différent types de poutrelles par niveau **terrasse accessible** sont résumés dans les tableaux qui suivent:

On a : $G=6,41$ KN et $Q=1,5$ KN d'où $G'=4,27$ KN

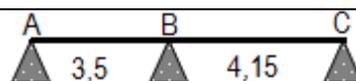
donc $P_u=6,54$ KN et $P_u'=4,81$ KN , $P_s=4,75$ KN et $P_s'=3,46$ KN



T8

Travées	L (m)	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)	Mu ri(KN.m)	Ms (KN.m)
AB	3,5	1,462	6,991	5,087	0	0	9,564	-1,11	-0,80
BC	4,15	2,146	8,463	6,17	-6,595	-4,749	14,036	0	0
CD	2,05	1,217	0,169	0,14	-4,679	-3,369	-13,113	0	0
DE	2,65	1,299	3,424	2,496	-2,098	-1,511	8,5	0	0
EF	2,65	1,351	3,424	2,496	-2,544	-1,832	8,836	0	0
FG	2,05	0,833	0,169	0,14	-2,098	-1,511	-8,5	0	0
GH	4,15	2,004	8,463	6,17	-4,679	-3,369	13,113	0	0
HI	3,5	2,038	6,991	5,087	-6,595	-4,749	-14,036	-1,11	-0,80

Tableau II.8



T9

Travées	L (m)	M0u (KN.m)	M0s (KN.m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	MAu (KN.m)	MAs (KN.m)	Vu (KN)	Mu riv(KN.m)	Ms riv(KN.m)
AB	3,5	10,017	7,267	6,363	4,616	0	0	11,449	-1,50	-1,1
BC	4,15	14,084	10,217	10,662	7,734	-8,45	-6,13	15,611	-2,1	-1,53

Tableau II.9

➤ Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et à L'ELS des différent types de poutrelles par niveau **terrasse inaccessible** sont résumés dans les tableaux qui suivent :

On a : $G=6,38$ KN et $Q=1$ KN d'où $G'=4,25$ KN

donc $P_u=6,07$ KN et $P_u'=4,34$ KN , $P_s=4,43$ KN et $P_s'=3,15$ KN

T10									
Travées	L (m)	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)	Mu riv(KN.m)	Ms riv(KN.m)
AB	2,4	0,959	2,787	2,04	0	0	5,816	-0,47	-0,34
BC	3,5	1,685	5,101	3,741	-3,517	-2,551	10,227	0	0
CD	4,15	2,101	8,507	6,228	-4,89	-3,547	12,751	0	0
DE	2,05	1,212	0,234	0,182	-4,226	-3,066	- 12,431	0	0
EF	2,65	1,3	3,232	2,367	-1,895	-1,375	7,888	0	0
FG	2,65	1,35	3,232	2,367	-2,297	-1,667	8,192	0	0
GH	2,05	0,838	0,234	0,182	-1,895	-1,375	-7,888	0	0
HI	4,15	2,049	8,507	6,228	-4,226	-3,066	12,431	0	0
IJ	3,5	1,815	5,101	3,741	-4,89	-3,547	- 12,751	0	0
JK	2,4	1,441	2,787	2,04	-3,517	-2,551	- 10,227	-0,47	-0,34

Tableau II.10

T11									
Travées	L (m)	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)	Mu riv(KN.m)	Ms riv(KN.m)
AB	3,5	1,47	6,552	4,792	0	0	8,917	-1	-0,73
BC	4,15	2,144	7,987	5,849	-5,956	-4,321	13,008	0	0
CD	2,05	1,212	0,234	0,182	-4,226	-3,066	- 12,174	0	0
DE	2,65	1,3	3,232	2,367	-1,895	-1,375	7,888	0	0
EF	2,65	1,35	3,232	2,367	-2,297	-1,667	8,192	0	0
FG	2,05	0,838	0,234	0,182	-1,895	-1,375	-7,888	0	0
GH	4,15	2,006	7,987	5,849	-4,226	-3,066	12,174	0	0

HI	3,5	2,03	6,552	4,792	-5,956	-4,321	-	13,008	-1	-0,73
-----------	-----	------	-------	-------	--------	--------	---	--------	----	-------

Tableau II.11

T12

Travées	L (m)	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)	Mu riv(KN.m)	Ms riv(KN.m)
AB	2,4	0,959	2,787	2,04	0	0	5,816	-0,47	-0,34
BC	3,5	1,769	5,982	4,38	-3,517	-2,551	10,737	0	0
CD	2,3	0,954	-0,342	-0,232	-3,105	-2,252	-10,50	0	0
DE	3,9	2,197	8,803	6,434	-5,837	-4,235	13,329	-1,23	-0,90

Tableau II.12

T13

Travées	L (m)	M0u (KN.m)	M0s (KN.m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)	MAu (KN.m)	MAs (KN.m)	Vu (KN)	Mu riv(KN.m)	Ms riv(KN.m)
AB	3,5	9,292	6,78	5,838	4,259	0	0	10,619	-1,39	-1,02
BC	4,15	13,063	9,533	9,797	7,15	-7,838	-5,72	14,48	-1,96	-1,43

Tableau II.13

Annexe II

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES

ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

Annexe III

Table de PIGEAUD

Valeurs de $M1$ ($M2$) pour $\rho = 0.707$

		u/lx v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M_1	0.0	/	0.260	0.208	0.175	0.152	0.135	0.121	0.109	0.098	0.088	0.080	
	0.1	0.302	0.242	0.200	0.171	0.149	0.133	0.120	0.108	0.098	0.088	0.079	
	0.2	0.260	0.220	0.189	0.164	0.144	0.129	0.117	0.106	0.096	0.086	0.078	
	0.3	0.224	0.200	0.175	0.155	0.138	0.124	0.113	0.103	0.093	0.084	0.077	
	0.4	0.200	0.180	0.162	0.146	0.131	0.118	0.108	0.098	0.089	0.081	0.074	
	0.5	0.182	0.166	0.150	0.137	0.123	0.112	0.103	0.093	0.085	0.077	0.070	
	0.6	0.165	0.152	0.139	0.126	0.115	0.105	0.097	0.088	0.080	0.073	0.066	
	0.7	0.151	0.139	0.127	0.116	0.107	0.098	0.090	0.082	0.074	0.067	0.061	
	0.8	0.138	0.127	0.116	0.107	0.098	0.090	0.083	0.076	0.068	0.062	0.057	
	0.9	0.125	0.115	0.106	0.098	0.090	0.083	0.076	0.068	0.063	0.057	0.053	
	1.0	0.113	0.105	0.097	0.089	0.082	0.076	0.068	0.063	0.057	0.053	0.048	
Valeur de M_2	0.0	/	0.283	0.232	0.202	0.180	0.162	0.148	0.133	0.121	0.109	0.100	
	0.1	0.189	0.176	0.164	0.152	0.141	0.130	0.120	0.110	0.100	0.093	0.085	
	0.2	0.132	0.128	0.123	0.118	0.112	0.105	0.099	0.091	0.084	0.078	0.070	
	0.3	0.103	0.101	0.098	0.095	0.091	0.086	0.081	0.076	0.070	0.064	0.059	
	0.4	0.084	0.083	0.081	0.078	0.076	0.072	0.068	0.063	0.059	0.054	0.049	
	0.5	0.070	0.069	0.068	0.066	0.063	0.060	0.057	0.054	0.050	0.046	0.042	
	0.6	0.060	0.059	0.058	0.057	0.054	0.052	0.049	0.047	0.043	0.039	0.037	
	0.7	0.052	0.051	0.050	0.048	0.047	0.046	0.043	0.040	0.037	0.034	0.032	
	0.8	0.045	0.045	0.044	0.043	0.042	0.039	0.037	0.035	0.033	0.029	0.027	
	0.9	0.039	0.039	0.038	0.037	0.036	0.034	0.033	0.030	0.028	0.026	0.023	
	1.0	0.035	0.035	0.034	0.033	0.032	0.030	0.028	0.027	0.024	0.023	0.021	

Annexe V

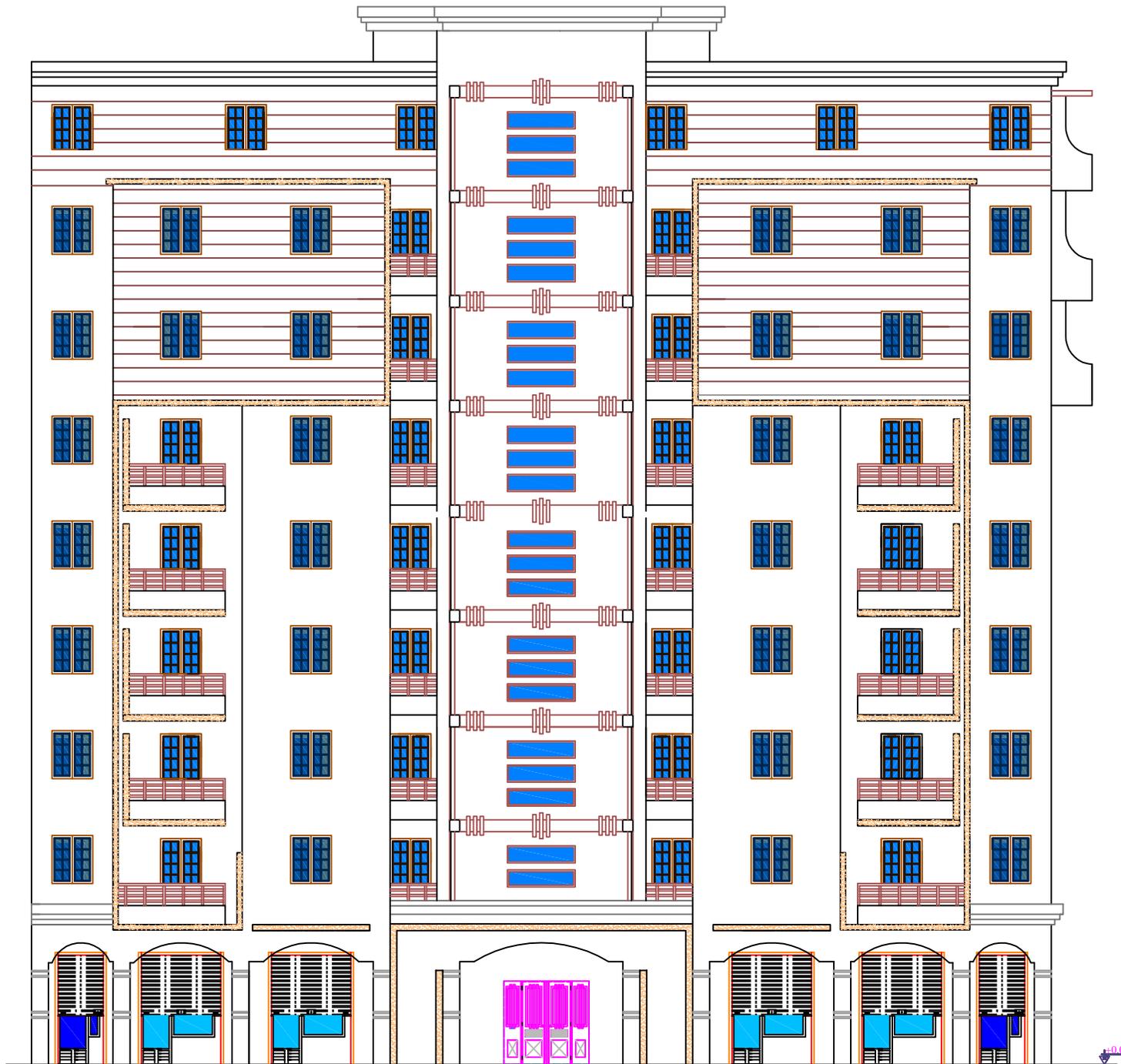
SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm

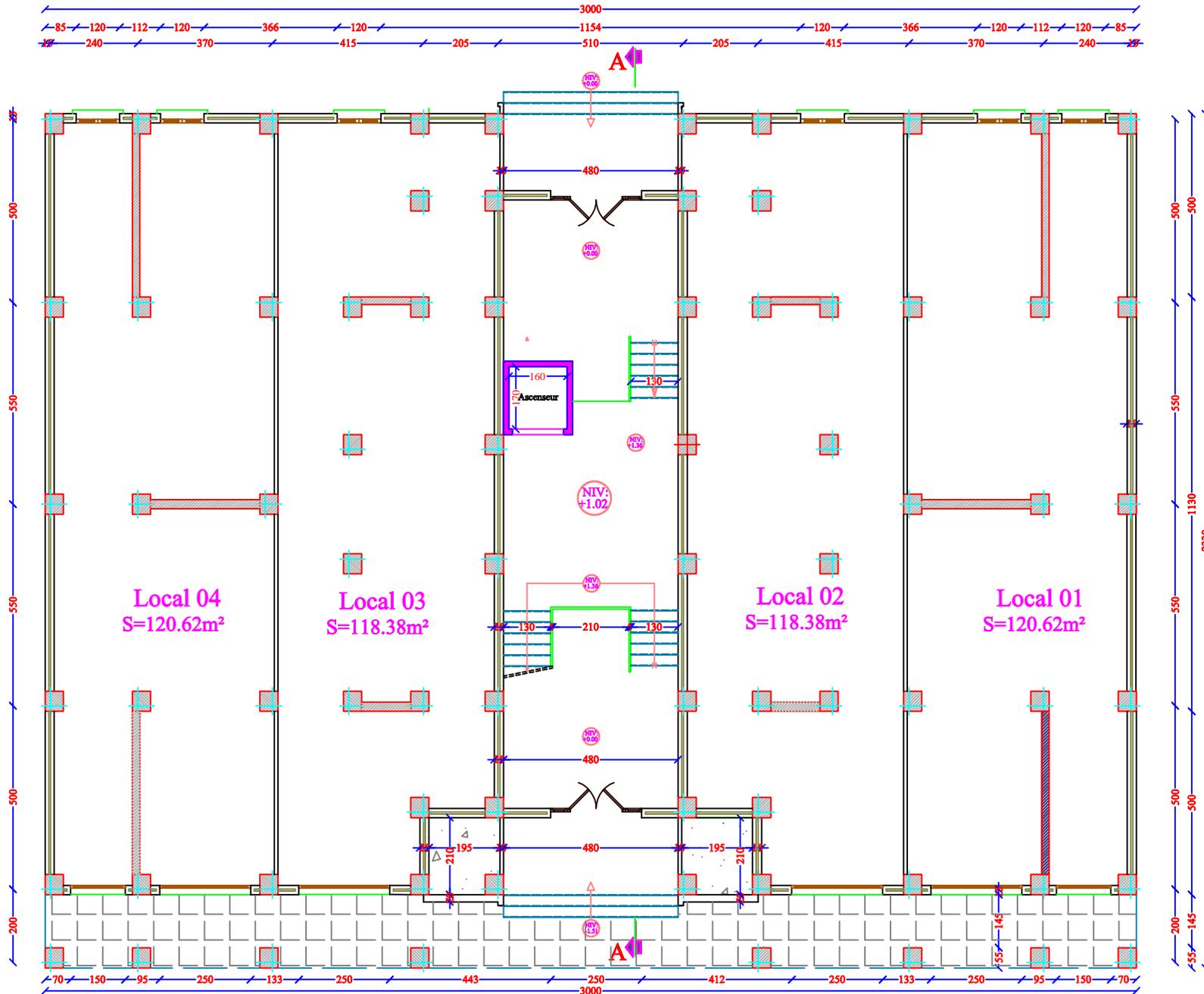
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	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	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

ANNEXES

Les plans

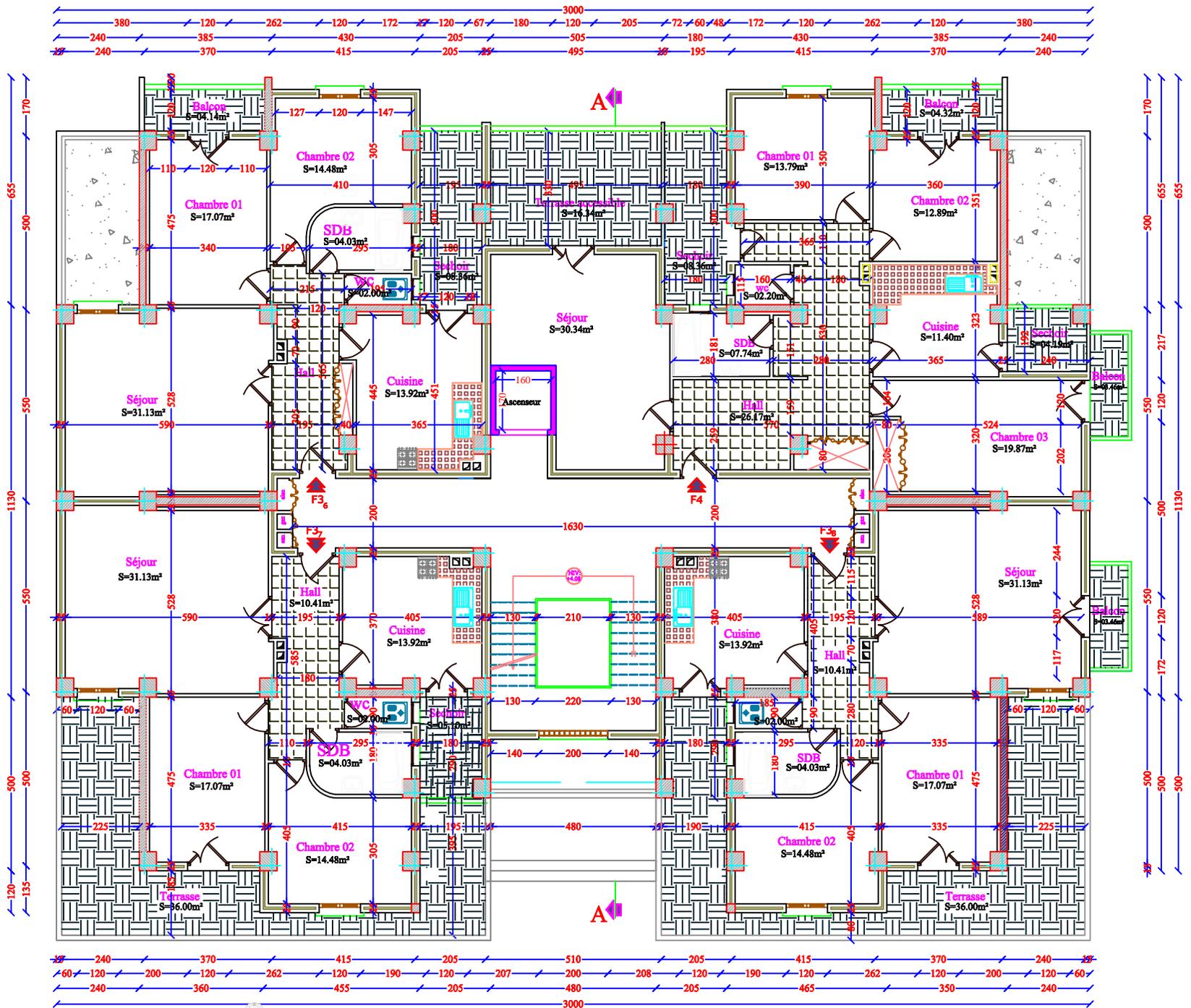


fACADE PRINCIPALE

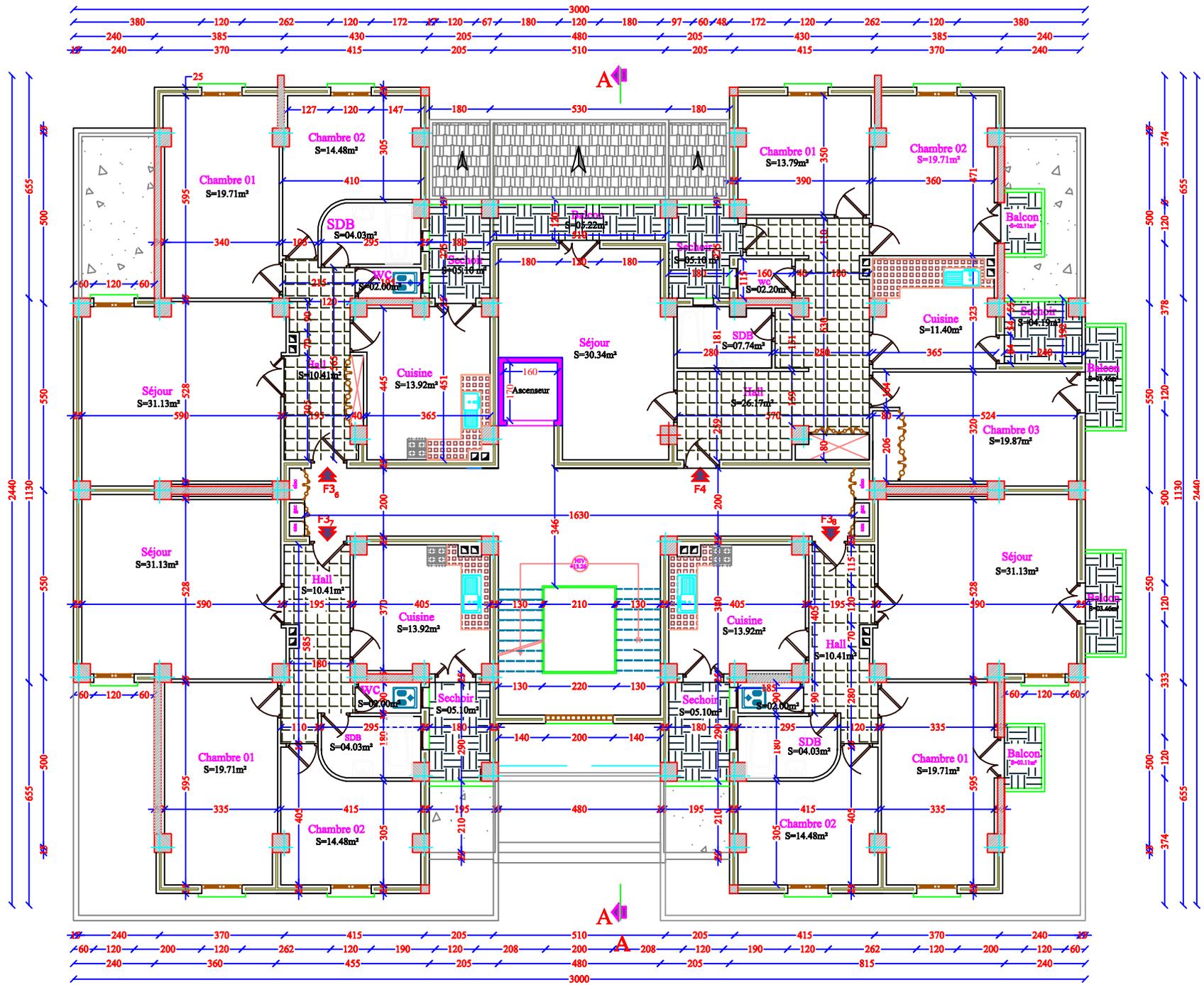


Vue en Plan RDC

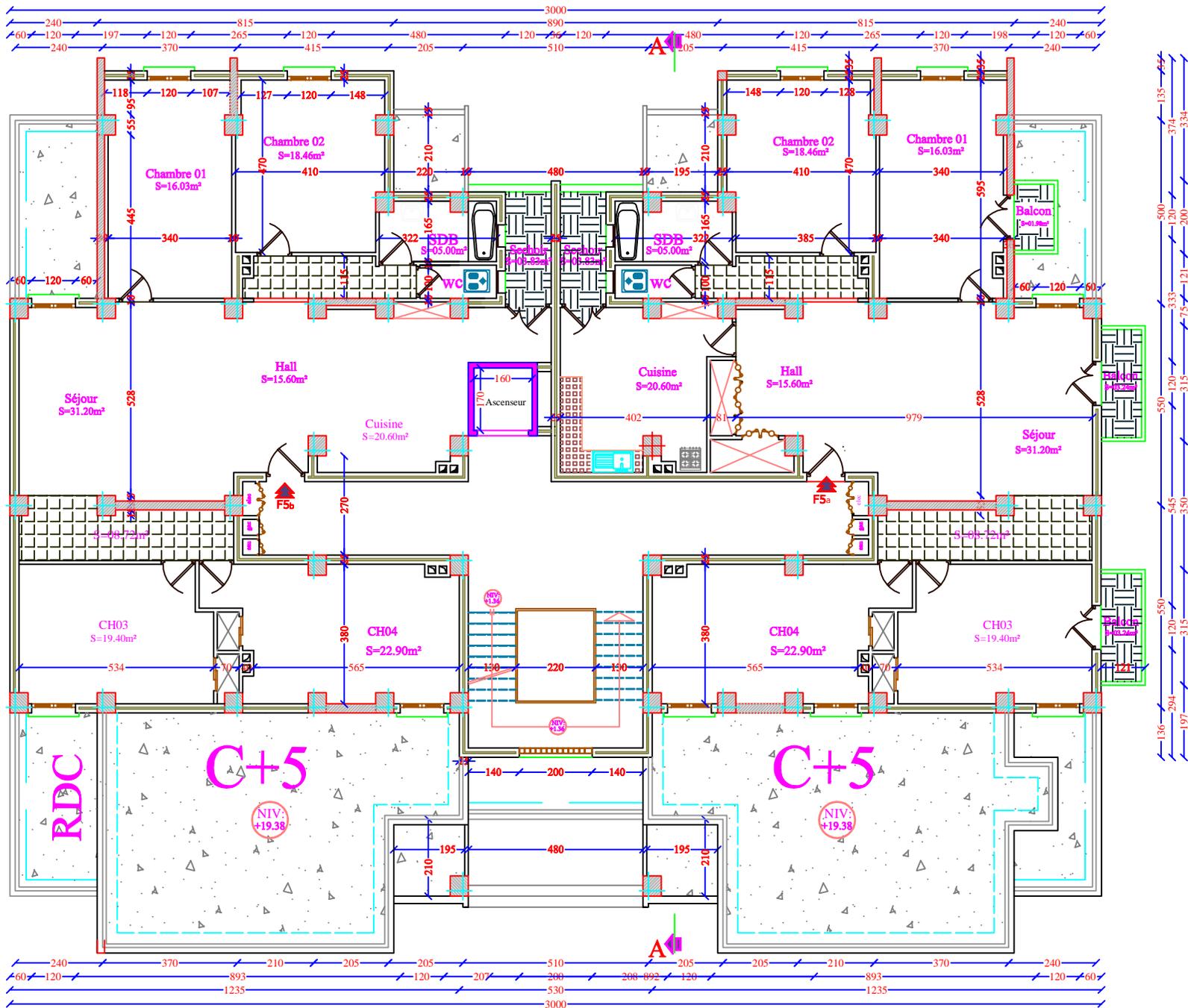
Commerce



**Vue en Plan 1er étage
Habitation**

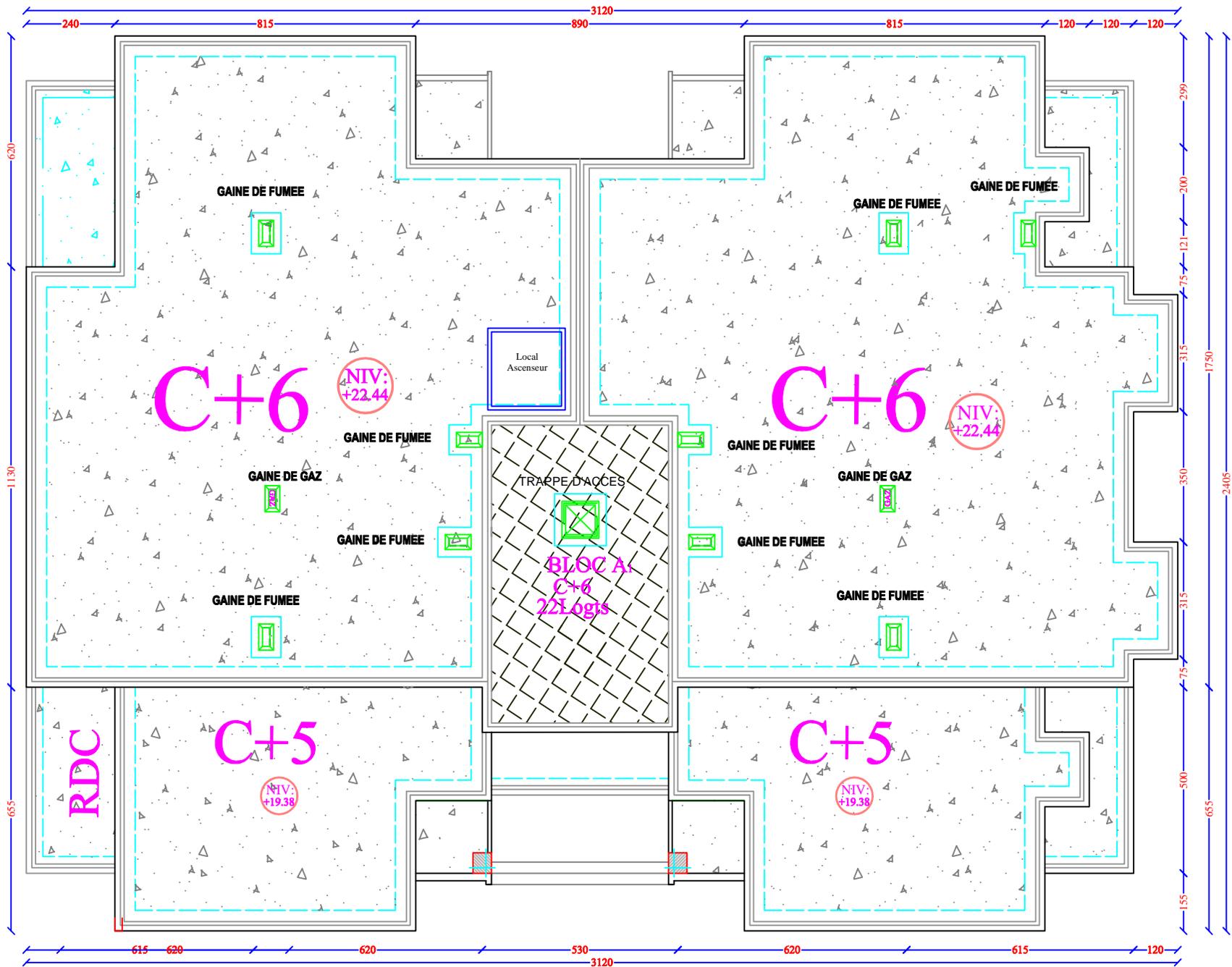


**Vue en Plan 6 et 7eme étage
Habitation**



Vue en Plan Seme étage

Habitation



PLAN DE TERRASSE

COUPE A1-A1

