

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia
Faculté de la technologie
Département de GENIE CIVIL

mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil
Option : structures

Thème

**Etude d'un bâtiment (2Sous-sol + RDC +6 étages) à
usage d'habitation contreventé par un Système Mixte
(Voiles - Portiques)**

Présenté par :

M^r AIT SADALLAH Mounir

M^r BOUMEDJMADJEN Nadjim

Promoteur :

M^r MEZIANI

Promotion 2018-2019

Table des matières

Introduction générale

CHAPITRE I : Généralités	1
Introduction.....	1
I.1 Présentation de l'ouvrage.....	1
I.2 Actions et sollicitations.....	2
I.3 Les états limites.....	2
I.4 Combinaisons d'actions réglementaires.....	3
I.5 Les matériaux utilisés.....	3
I.6 Les règlements et normes utilisés.....	7
CHAPITRE II : Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaire	8
Introduction.....	8
II.1 Pré dimensionnement des éléments non structuraux.....	8
II.1.1 Les planchers.....	8
II.1.2 Pré dimensionnement des escaliers.....	11
II.1.3 Pré dimensionnement de l'acrotère.....	12
II.1.4 Pré dimensionnement des poutres.....	13
II.1.5 Pré dimensionnement des voiles.....	14
II.1.6 Pré dimensionnement des poteaux.....	14
II.2 Etude des éléments secondaire	28
II.2.1 Etude des poutrelles	28
II.2.2 Etude de la table de compression.....	42
II.2.3 Calcul des dalles pleines.....	43
II.2.4 Calcul des escaliers	49
II.2.5 La poutre palière.....	54
II.2.5 L'acrotère.....	57
Conclusion.....	61

Table des matières

CHAPITRE III : Etude dynamique	62
Introduction.....	62
III.1 Modélisation de la structure.....	62
III.2 Choix de la méthode de calcul des forces sismiques.....	63
III.3 Méthode d'analyse modale spectrale.....	64
III.3.1 Spectre de réponse.....	64
III.3.2 Disposition des voiles.....	66
III.3.3 Les résultats de l'analyse modale.....	67
III.4 Vérification vis-à-vis de RPA93/vertion2003.....	69
III.4.1 La résultante des forces sismiques de calcul.....	69
III.4.2 Justification de l'interaction portique-voiles.....	70
III.4.4 Vérification de l'effort normal réduit.....	71
III.4.5 Justification vis-à-vis des déformations.....	72
III.4.6 Justification vis-à-vis à l'effet de P- Δ	72
III.5 Les dimensionnes finales des éléments structuraux	74
Conclusion.....	74
CHAPITRE IV : Calcul des éléments structuraux	74
Introduction.....	74
IV.1 Etude des portiques.....	74
IV.1.1 Etude des poteaux.....	74
IV.1.2 Etude des poutres.....	83
IV.1.3 Vérification de la zone nodale (poteaux-poutres).....	88
IV.1.4 Schémas de ferrailage.....	93
IV.2 Etude des voiles.....	97
Conclusion.....	103
CHAPITRE V : Calcul de l'infrastructure	104
Introduction.....	104

Table des matières

V.1 Etude des fondations.....	104
V.1.1 Les types de fondations.....	104
V.1.2 Choix du type de fondation.....	104
V.1.3 Les combinaisons de calcul.....	104
V.1.4 Vérifications vis-à-vis les fondations.....	105
V.2. Etude de voile périphérique.....	112
Conclusion.....	117

Conclusion générale

Bibliographie

ANNEXES

Plans architecturaux

Conclusion de rapport de sol

Liste des tableaux

Tableau I. 1 Caractéristiques mécanique du béton	6
Tableau I. 2 La limite d'élasticité des différents types d'aciers.....	6
Tableau I. 3 Caractéristiques mécaniques de l'acier.....	7
Tableau II. 1 Pré dimensionnement des panneaux de dalles.....	11
Tableau II. 2 Pré dimensionnement de l'acrotère.....	13
Tableau II. 3 Pré dimensionnement des Poutres et les vérifications de RPA99	13
Tableau II. 4 Pré dimensionnement des voiles.....	14
Tableau II. 5 Dimensionnes préliminaires des poteaux et leur poids propres.....	15
Tableau II. 6 Evaluation des charges du plancher terrasse.....	16
Tableau II. 7 Evaluation des charges du plancher courant	16
Tableau II. 8 Evaluation des charges des plancher à dalle pleine (Terrasse Inaccessible)....	17
Tableau II. 9 Evaluation des charges des plancher à dalle pleine (étage courant).....	17
Tableau II. 10 Evaluation de charge des murs extérieurs et murs intérieures.....	18
Tableau II. 11 Evaluation des charges du palier.....	18
Tableau II. 12 Evaluation des charges de la volée.....	19
Tableau II. 13 Evaluation de la surcharge Q revenant au poteau B3.....	21
Tableau II. 14 Descente de charge pour le poteau "B3"	22
Tableau II. 15 Vérification de la résistance pour le poteau à tous les niveaux.....	25
Tableau II. 16 Vérification de stabilité de forme du poteau à tous les niveaux.....	26
Tableau II. 17 Vérification des conditions de RPA93 pour les poteaux à tous les niveaux...	27
Tableau II. 18 Différents types de poutrelles.....	30
Tableau II. 19 Les Charges revenant sur le plancher et les poutrelles.....	30
Tableau II. 20 Les Sollicitations de différents types de poutrelles (Tous les niveaux).....	32
Tableau II. 21 Les Sollicitations de différents types de poutrelles (Terrasse inacc).....	33
Tableau II. 22 Les sollicitations maximum des poutrelles dans les différents niveaux.....	33
Tableau II. 23 Ferraillage longitudinale de différentes poutrelles.....	39
Tableau II. 24 Les vérifications nécessaires à l'ELU.....	40
Tableau II. 25 Vérifications des contraintes à l'ELS.....	40
Tableau II. 26 Vérification de la flèche à l'ELS.....	41
Tableau II. 27 Coupes transversales des poutrelles de différents niveaux.....	42
Tableau II. 28 Données des différents types de dalles.....	43
Tableau II. 29 Résumé des résultats des contraintes obtenues.....	46
Tableau II. 30 Résumés des résultats des contraintes.....	46
Tableau II. 31 Calcul de flèche selon x-x.....	47
Tableau II. 32 Calcul de flèche de la terrasse selon y-y.....	48
Tableau II. 33 Les Sollicitations dans la partie A-B de l'escalier.....	50
Tableau II. 34 Vérifications nécessaire à l'ELU pour la partie A-B de l'escalier.....	51
Tableau II. 35 Vérifications de l'état limite de compression du béton pour la partie A-B.....	52
Tableau II. 36 Récapitulation des choix d'armatures opté pour l'escalier.....	54
Tableau II. 37 Calcul d'armature de la poutre palière.....	55
Tableau II. 38 Les Sollicitation dans l'acrotère.....	58
Tableau III. 1 Les valeurs des pénalités.....	66

Liste des tableaux

Tableau III. 2 Périodes et taux de participation massique de la structure.....	68
Tableau III. 3 Vérification de la force sismique à la base.....	71
Tableau III. 4 Interaction portique-voiles sous charge verticale.....	71
Tableau III. 5 Interaction portiques-voiles sous charge horizontales.....	72
Tableau III. 6 Vérification de l'effort normal réduit.....	72
Tableau III. 4 Vérification des déformations (déplacements).....	73
Tableau III. 5 Vérification Vis-à-vis l'effet de $P-\Delta$	74
Tableau III. 6 Dimensionnes finales des éléments structuraux.....	74
Tableau IV. 1 Sollicitations Maximum dans les Poteaux.....	77
Tableau IV. 2 Ferraillage longitudinal et Transversal des poteaux.....	80
Tableau IV. 3 Vérification au flambement des poteaux.....	82
Tableau IV. 4 Vérification des Sollicitations tangentes des différents poteaux.....	82
Tableau IV. 5 Vérification des contraintes pour les différents poteaux.....	83
Tableau IV. 6 Les dimensionnes de la zone nodale.....	84
Tableau IV. 7 Sollicitations les plus défavorables dans les poutres.....	86
Tableau IV. 8 Armatures longitudinales des poutres.....	86
Tableau IV. 9 Les espacements des armatures transversales des poutres.....	87
Tableau IV. 10 Vérification de la rupture par cisaillement des poutres.....	88
Tableau IV. 11 Vérification des armatures longitudinales au voisinage des appuis.....	88
Tableau IV. 12 Vérification de la contrainte limite de compression du béton.....	88
Tableau IV. 13 Conditions à vérifier pour évaluer la flèche.....	89
Tableau IV. 14 Moments résistants des poteaux.....	91
Tableau IV. 15 Moments résistants des poutres principales.....	92
Tableau IV. 15 Moments résistants des poutres secondaires.....	92
Tableau IV. 16 Vérification de la zone nodale pour les différents niveaux.....	93
Tableau IV. 17 Coupes Transversales des Poteau.....	94
Tableau IV. 18 Coupes transversales des poutres principales.....	95
Tableau IV. 19 Coupes transversales des poutres secondaires.....	96
Tableau IV. 20 Sollicitation dans le voile V_{x1} (sous sol 2).....	99
Tableau IV. 21 Calcul ferraillage du voile « V_{x1} » aux différents niveaux	102
Tableau IV. 22 Calcul de ferraillage du voile « V_{y1} »aux différents niveaux.....	103
Tableau V. 1 Sollicitation et ferraillage de la poutre de rigidité.....	111
Tableau V. 2 Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.....	111
Tableau V. 3 Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.....	112
Tableau V. 4 Ferraillage de voile périphérique à l'ELU.....	116
Tableau V. 5 Vérification de la contrainte de traction dans l'acier pour le voile périphérique	116
Tableau V. 6 Recalcul de ferraillage du voile périphérique à l'ELS.....	117
Tableau V. 7 Vérification des contraintes dans le béton.....	117

Liste des figures

Figure II. 1 Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	08
Figure II. 2 Plan de disposition des poutrelles (Plan étage)	09
Figure II. 3 Coupe Transversale d'une Poutrelle.....	09
Figure II. 4 Panneaux D1,D2,D3,D4,D5	10
Figure II. 5 Vue en plan de l'escalier à 2 volée (Reste d'étages)	11
Figure II.6 Schéma statique de la volée.....	12
Figure II. 7 Coupe de l'acrotère.....	13
Figure II.8 Schéma statique de voile.....	14
Figure II. 9 L'emplacement de poteaux le plus sollicité.....	15
Figure II.10 : surface afférente de la T.I.....	19
Figure II.11 : surface afférente de duplex	20
Figure II.12 : surface afférente d'autre étage.....	20
Figure II. 13 Schéma statique de la poutrelle.....	31
Figure II. 14 Diagramme de l'effort tranchant.....	32
Figure II. 15 Schéma de ferrailage d'une poutrelle.....	42
Figure II. 16 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	43
Figure II. 12 Schéma de ferrailage du Panneau D4.....	48
Figure II. 18 Schéma Statique de l'escalier à l'ELU et à l'ELS.....	49
Figure II. 19 Schéma de ferrailage de l'escalier.....	54
Figure II. 20 Schéma statique de la poutre palière.....	54
Figure II. 21 Schéma statique de l'acrotère.....	57
Figure II. 22 Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	62
Figure III. 1 Vue en 3D du la structure.....	64
Figure III. 2 Spectre de réponse.....	67
Figure III. 3 La disposition des voiles.....	67
Figure III. 4 Mode propre n° 01.....	68
Figure III. 5 Mode propre n°02.....	69
Figure III. 6 Mode propre n°03.....	69
Figure IV. 1 Vérification de la zone nodale.....	90
Figure IV. 2 Zone nodale de S sol 2.....	91
Figure IV. 3 Coupe longitudinale du Poteau (sous-sol 2)	97
Figure IV. 4 Coupe longitudinale de la poutre (PS sous-sol 2)	97
Figure IV . 5 Disposition des armatures dans les voiles.....	100
Figure IV. 6 Schéma des Contraintes.....	101
Figure IV.7 Schémas de ferrailage de voile vx1	104
Figure V. 1 d'une semelle isolée Vue	106
Figure V. 2 Semelle la plus sollicité dans les deux sens.....	107
Figure V.3. Semelle filante.....	108
Figure V.4. Schéma statique de la poutre	110
Figure V.5 Schémas de ferrailage des semelles filantes et les poutres de rigidités.....	113
Figure V. 6 Poussée des terres sur le mur.....	114
Figure V. 7 Le chargement sur le Voile le plus sollicité.....	114
Figure V. 8 Le panneau le plus sollicité.....	115
Figure V. 9 Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	118

Liste des figures

Symboles et notations

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

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

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

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

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

Δf_{t adm} : la flèche admissible.

G : Action permanente.

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

h_t : hauteur totale du plancher.

h₀ : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

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

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

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

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

Symboles et notations

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M₀ : 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 (m²).

St : Espacement des armatures.

V : Effort tranchant.

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

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

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

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

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

f_e : Limite d'élasticité.

Symboles et notations

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

f_{ij} : 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.

Introduction générale

L'intensité des forces sismique agissant sur un bâtiment lors d'un séisme est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée par le sol et par sa propre masse. Soumise à une action sismique, la structure effectue une série d'oscillations forcées suivant des lois complexes, puis des oscillations libres qui s'amortissent plus ou moins rapidement.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment R+6 avec deux sous-sols, contreventés par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement et calcul des éléments structuraux de la structure..
- Le troisième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le quatrième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux
- Le cinquième chapitre. pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale.

Introduction

La stabilité d'un ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux aux différentes sollicitations, dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristique.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues qui s'appuie sur la connaissance des matériaux utilisés et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

1 Présentation de l'ouvrage

1.1 Description et Localisation du bâtiment

Le projet que nous somme entrain d'étudier consiste à calculer un bâtiment comportant deux (02) Sous-sol, RDC et six étages à usage habitation, implanté à Bejaia précisément à SEDDOUK qu'est classé selon le RPA 99 / version 2003 comme une zone de moyenne sismicité (II-a).

1.2 Caractéristiques géométriques

Les données géométriques relatives à cet ouvrage sont les suivantes :

- ✓ Longueur en plan de sous-sol 1et 2..... $L_{X_{ss}} = 21,28$ m.
- ✓ Largeur en plan de sous-sol 2..... $L_{y_{ss}} = 9,35$ m.
- ✓ Largeur en plan de sous-sol 1..... $L_{y_{ss}}=10,70$ m.
- ✓ La hauteur de sous-sol 1et2..... $h_{ss} = 3,06$ m.
- ✓ Longueur en plan du RDC $L_{XRDC} =21,28$ m.
- ✓ Largeur en plan du RDC..... $L_{YRDC} =10,70$ m.
- ✓ La hauteur de du RDC $h_{RDC}=3,06$ m.
- ✓ Longueur en plan (étages 1 à 6)..... $L_{X_{ec}}=21,35$ m.
- ✓ Largeur en plan (étages courants)..... $L_{y_{ec}}=10,90$ m.
- ✓ La hauteur des étages courants..... $h_{ec}=3,06$ m.
- ✓ La hauteur totale..... $H_t=21,42$ m.

1.3 Données géotechniques du sol

D'après les résultats obtenus par le bureau d'étude technique chargé de l'étude (LNHC), on peut souligner les conclusions et recommandations suivantes :

- ✚ La contrainte admissible de sol est de **1,80 bar** à ancrage de **2 mètre**
- ✚ D'après la classification des sites établie par RPA 93/ Version 2003, le sol est classé comme un sol **Ferme S2**
- ✚ Le sol est d'agressivité nulle

- + La cohésion (C) est 0,47 bars
- + L'angle de frottement (φ) est 35°

2 Actions et sollicitations

Une action représente toute cause produisant un état de contraintes dans la structure étudiée, et on distingue 3 types d'actions :

Actions permanentes :

- Le poids propre de la structure
- Le poids des cloisons
- La poussée des terres

Actions variables :

- Charges d'exploitations
- Effet de températures
- Les charges appliquées en cours d'exécution

Actions accidentelles :

- Les chocs
- Les séismes
- Les explosions

Ces actions génèrent dans les sections des sollicitations suivantes :

- Le moment fléchissant
- L'effort tranchant
- L'effort normal

3 Les états limites

Un état limite est un état particulier dans lequel une condition requise pour une construction, ou l'un de ses éléments, est strictement satisfaites et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

➤ Etats limites ultimes (ELU)

Il correspond à une valeur maximale de la capacité portante du matériau sans qu'il y ait risque d'instabilité, et on distingue :

- ✓ Etat limite ultime de l'équilibre statique : le non renversement de la structure, ...
- ✓ Etat limite de résistance : non rupture des matériaux constitutifs
- ✓ Etat limite de stabilité de forme : non flambement d'un poteau, non déversement d'une poutre...

➤ Etats limite de service (ELS)

Ces états limites sont définis compte tenu des conditions de l'exploitation et de la durabilité de la structure en service, et on distingue :

- ✓ Etat limite résistance à la compression du béton
- ✓ Etat limite de déformation : éviter les flèches excessives

- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures : la limitation des fissures évite la corrosion des aciers ce qui entre le cadre de la durabilité de la structure

4 Combinaisons d'actions réglementaires

Les éléments de réduction des forces extérieures sont obtenus après combinaisons d'actions.

a) Principe des combinaisons de calcul

En fonction des situations que la structure va faire face, on superpose les effets de plusieurs actions (Principe de superposition), en affectant à chaque type d'actions un coefficient de sécurité qui dépend aussi de la combinaison choisie, et on retient le résultat issu de la combinaison la plus défavorable.

Nous utiliserons dans ce qui suit les notations suivantes :

G_{max} : Ensemble des actions permanentes défavorables

G_{min} : Ensemble des actions permanentes favorables

Q : actions variable de base

Q_i : actions variables d'accompagnement

b) Combinaisons à considérer à l'ELU (CBA art A 3.3.2)

Lors des situations durables ou les situations transitoires fréquentes aux cours desquelles il y'a l'action permanente, et l'actions variables, nous considérons :

$$1,35 G_{max} + G_{min} + 1,5 Q \text{ (Cas fondamentale)}$$

c) Combinaisons à considérer à l'ELS (CBA art A 3.3.3)

Nous avons la combinaison suivante :

$$G_{max} + G_{min} + Q \text{ (Cas fondamentale)}$$

5 Les matériaux utilisés

5.1 Définition et composition du béton armé

Le béton armé correspond à un mariage judicieux des matériaux aux caractéristiques complémentaires. Le béton résiste mal à la traction, en revanche l'acier résiste aussi bien en traction qu'en compression, le béton armé a pour principe d'insérer des sections d'aciers dans les zones tendues du béton. Cette association est efficace car :

- Le coefficient de la dilatation thermique des 2 matériaux est au même ordre de grandeurs ($\alpha_{\text{béton}} = 10 * 10^{-6} \approx \alpha_{\text{acier}} = 11 * 10^{-6}$).
- L'acier adhère bien au béton ce qui permet de transmettre les efforts d'un matériau à l'autre.

5.2 Avantage et inconvénient du béton armé

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> → Économique → Ouvrabilité → Économie d'entretien → Résistance au feu → Durabilité → Résistance aux efforts accidentels 	<ul style="list-style-type: none"> → Poids propre important → Nécessité d'un coffrage → Rupture brusque → Difficulté de modification

5.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les matériaux utilisés dans la construction sont conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93.

5.3.1 Le béton

Le béton est un mélange optimal des granulats, un liant (ciments artificiels) et éventuellement des adjuvants, qui durcit en présence d'eau. Son rôle fondamental est de reprendre les efforts de compression.

a. Résistance du béton

➤ À la compression (CBA93 Art A.2.1.1.1)

La résistance caractéristique du béton à la compression (f_{cj}) est définie par :

$$\text{Pour } j \leq 60 \text{ jours : } \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} * f_{c28} \dots \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} * f_{c28} \dots \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\text{Pour } j > 60 \text{ jours : } f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} j : \text{nombre de jours} \\ f_{c28} : \text{résistance du béton à la compression à l'âge de 28 jours} \end{cases}$$

➤ À la traction (CBA 93 Art A.2.1.1.2)

La résistance caractéristique du béton à la traction (f_{tj}) est définie par :

$$\begin{cases} \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ Mpa : } f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \\ \text{Pour } f_{cj} > 60 \text{ Mpa ; } f_{tj} = f_{cj}^{2/3} \end{cases}$$

b. Contrainte limite de compression

➤ La contrainte limite de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \dots (\text{CBA93 Art A 4.5.2}) \text{ avec } \begin{cases} \gamma_b = 1,5 \text{ dans le cas courant} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ dans le cas accidentelle} \end{cases}$$

θ : Coefficient réducteur qui est en fonction de la durée d' application des actions, est utilisé pour tenir compte des risques d'altérations du béton.

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si durée d'application} \geq 24 \text{ heures} \\ 0,9 & \text{si } 1 \text{ heure} \leq \text{la durée d'application} < 24 \text{ heures} \\ 0,85 & \text{si la durée d'application} < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

➤ La contrainte limite de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \dots (\text{CBA93 Art A. 4. 5. 2})$$

c. Contrainte limite du cisaillement (CBA 93 Art 5.1.2.1)

La contrainte limite du cisaillement prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) \\ \text{Fissuration nuisible ou très nuisible : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right) \end{cases}$$

d. Module d'élasticité (CBA93 Art 2.1.2) :

Le module de déformation longitudinale de béton est donné par la formule suivante :

❖ **Le module instantané (E_{ij}):** Pour les charges appliquées avant 24 heures

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

❖ **Le module différé (E_{vj}) :** Pour les charges de long de durée :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

e. Coefficient de poisson :

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté ν :

$$\begin{cases} \text{ELU: } \nu = 0 \\ \text{ELS: } \nu = 0,2 \end{cases} \dots (\text{CBA93 Art A. 2. 1. 3})$$

f. Pour notre étude

Pour notre étude, on prend $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ donc les autres Caractéristiques mécaniques du béton utilisé dans notre bâtiment sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau I. 1 Caractéristiques mécanique du béton

Resistance à la compression f_{c28} (Mpa)			25
Resistance à la traction f_{t28} (Mpa)			2,1
Contrainte limite de compression $\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	ELU	Cas durable	14,2
		Cas accidentelle	18,48
	ELS		15
Contrainte limite du cisaillement $\bar{\tau}_u$ (Mpa)	FPN	Cas durable	3,33
		Cas accidentelle	4,34
	FN FTN	Cas durable	2,5
		Cas accidentelle	3,26
Module d'élasticité	Instantané E_{ij} (Mpa)		32164,20
	Différé E_{vj} (Mpa)		10818,86

Remarque : pour le calcul de $\bar{\sigma}_{bc}$; on prend $\theta = 1$

5.3.2 L'acier

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

a. La limite d'élasticité (f_e)

Les types d'aciers, les nuances et les limites d'élasticité f_e correspondantes sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau I. 2 La limite d'élasticité des différents types d'aciers

Types	Ronds lisses		Barres HA Type 1 et 2		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à HA
Nuance	FeE215	FeE235	FeE400	Fe E500	TLE500	FeTE500
f_e (Mpa)	215	235	400	500	500	500

H.A : haute adhérence

b. Les contraintes limites

➤ Etat limite ultime (ELU)

La contrainte limite de l'acier à l'ELU est définie par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots (\text{CBA93 Art A. 4. 5. 2}) \text{ tel que } \gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{pour la situation durable} \\ 1 & \text{pour la situation accidentelle} \end{cases}$$

➤ Etat limite de Service (ELS) : (CBA93 Art A.4.5.3)

La contrainte limite de l'acier à l'ELS est en fonction de type de fissurations

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{FPN} : \bar{\sigma}_s = \frac{fe}{\gamma_s} \\ \text{FN} : \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} * fe ; 110 \sqrt[2]{\eta * f_{t28}}\right) \\ \text{FTN} : \bar{\sigma}_s = \min(0,5 fe ; 90 \sqrt[2]{\eta * f_{t28}} \end{array} \right. \quad \eta = \begin{cases} 1 \text{ pour les ronds lisses , treillis soudés} \\ 1,6 \text{ pour les barres HA avec } \phi > 6\text{mm} \\ 1,3 \text{ pour les barres HA avec } \phi < 6\text{mm} \end{cases}$$

c. Pour notre étude

Pour notre projet on va utiliser deux types d'acier sont :

- Aciers HA de nuance **Fe E400** pour les armatures longitudinales et transversales
- Treillis soudé à HA du nuance Fe TE500 pour le dalle de compression des plancher à corps creux

D'où ces caractéristiques mécaniques de ces deux types d'aciers choisie sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau I. 3 Caractéristiques mécaniques de l'acier

Types	fe (Mpa)	La contrainte $\bar{\sigma}_s$ (Mpa)					
		ELU		ELU			
		Durable	Accidentelle	η	FPN	FN	FTN
HA (Fe E400)	400	348	400	1,6	400	201,63	164,97
TS (Fe TE500)	500	435	500	1	500	159,40	130,42

6 Les règlements et normes utilisés

Notre projet est fait conformément aux règlements et documents suivants :

- 🚧 DTR BC 2.2 (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges)
- 🚧 DTR de CBA 93 (Règle de conception et de calcul des structures en béton armé)
- 🚧 DTR de BAEL 91 modifier 99 (Béton armé aux états limites)
- 🚧 DTR de RPA99 /version 2003 (Règlement parasismique algérien)
- 🚧 DTR-BC 2.331 (Règle De calculs Des Fondations superficielles)

Introduction

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique de déterminer les sections préliminaires pour les différents éléments de la structure.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de la structure est conforme à la réglementation et normes en vigueur à savoir : CBA93 ; RPA99 version 2003, le DTR charge et surcharge. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre le coût et sécurité.

II .1 Pré dimensionnement des éléments non structuraux

II.1.1 Les Planchers

Le plancher est un élément qui sépare un niveau d'un autre, son rôle est de transmettre les différentes charges aux éléments porteurs ainsi que les fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et étanchéité (les terrasses).

Pour notre bâtiment on utilise deux types de plancher sont :

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine

1.1.1 Plancher à corps creux

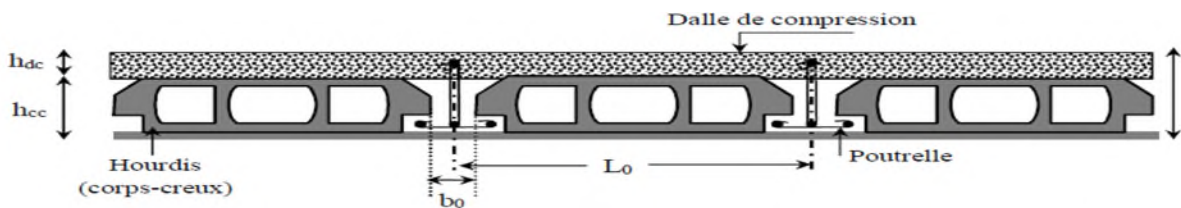


Figure II. 1 Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur h_t

- b_0 : Largeur de la poutrelle.
- h_{dc} : hauteur de la dalle de compression.
- h_{cc} : hauteur du corps creux.
- l_0 : entre axe des poutrelles.

La hauteur totale de plancher h_t doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t = (h_{cc} + h_{dc}) \geq L_{max} / 22,5 \dots \dots \text{CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4)}$$

Avec :

l_{max} : longueur de la portée libre maximale dans le sens de disposition des poutrelles

$L_{max} = 3,97m - 0,3m = 3,67m \dots$ (Voir le plan de disposition des plls «Figure II. 2»)

D'ou $h_t = 16,31cm$

On prend $h_t = 20cm$ Soit un plancher de $(16 + 4)$: $\begin{cases} h_{cc} = 16cm \\ h_{dc} = 4cm \end{cases}$

1.1.1.1 Les poutrelles

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en Té.

➤ Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait en respectant les deux critères suivants :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité. (Le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est indiqué sur la figure suivante :

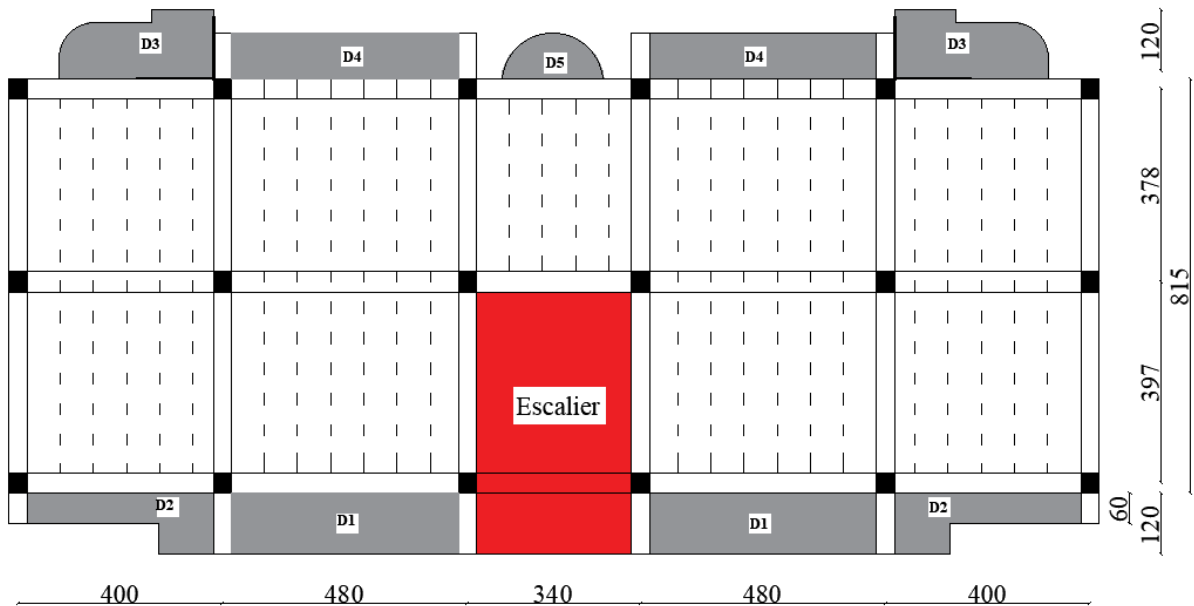


Figure II. 2 Plan de disposition des poutrelles (étage courant)

➤ Pré dimensionnement des Poutrelles

Le pré dimensionnement des poutrelles est comme suit :

- h : hauteur totale de la poutrelle (hauteur de plancher) = **20cm**
- h_0 : hauteur de dalle de compression = **4cm**
- b_0 : Largeur de la nervure $\in [8 ; 12]cm$; on prend $b_0 = 10cm$
- b : largeur efficace, elle se calcul en utilisant cette formule :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y^{min}}{10}\right) \dots \text{Selon l'article 4. 1. 3. CBA93}$$

- $\left\{ \begin{array}{l} l_x: \text{Distance entre nus de deux poutrelles} \\ l_y^{min}: \text{longueur de la portée libre minimale dans le sens de disposition des poutrelles} \end{array} \right.$

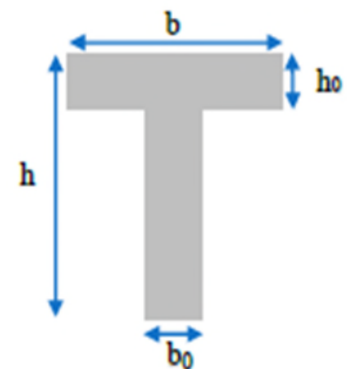


Figure II. 3 Coupe Transversale d'une Poutrelle

$$\begin{cases} l_x = 65 - 10 = 55\text{cm} \\ l_y^{min} = 378 - 30 = 348\text{cm} \end{cases} \Rightarrow b = 2 * 27,5 + b_0 \Rightarrow \mathbf{b = 65\text{cm}}$$

1.1.2 Plancher à dalle pleine

Les planchers dalles pleines sont souvent utiliser dans le cas d'une surcharge très élevée, ils sont constitués d'une dalle pleine qui repose sur un système de poutre. Ces derniers sont pré dimensionné à base de trois critères sont comme suit :

✓ Critère de résistance :
$$\begin{cases} e \geq L_x/20 \dots \text{Pour une dalle isostatique} \\ L_x/35 \leq e \leq L_x/30 \dots \text{pour une hyperstatique avec } \rho \leq 0,4 \\ L_x/45 \leq e \leq L_x/40 \dots \text{pour une hyperstatique avec } \rho \geq 0,4 \end{cases}$$

Avec $\rho = L_x/L_y$

✓ Critère de coup feu:
$$\begin{cases} e \geq 7\text{cm} \dots \text{pour 1heure de coupe feu} \\ e \geq 11\text{cm} \dots \text{pour 2 heures de coup feu} \\ e \geq 14\text{cm} \dots \text{pour 3 heures de coupe feu} \end{cases}$$

✓ Critère de confort (isolation phonique) : $e \geq 14\text{cm}$.

❖ **Types de dalle pleine**

Dans notre projet nous disposons de cinq types de dalles Figure II.4

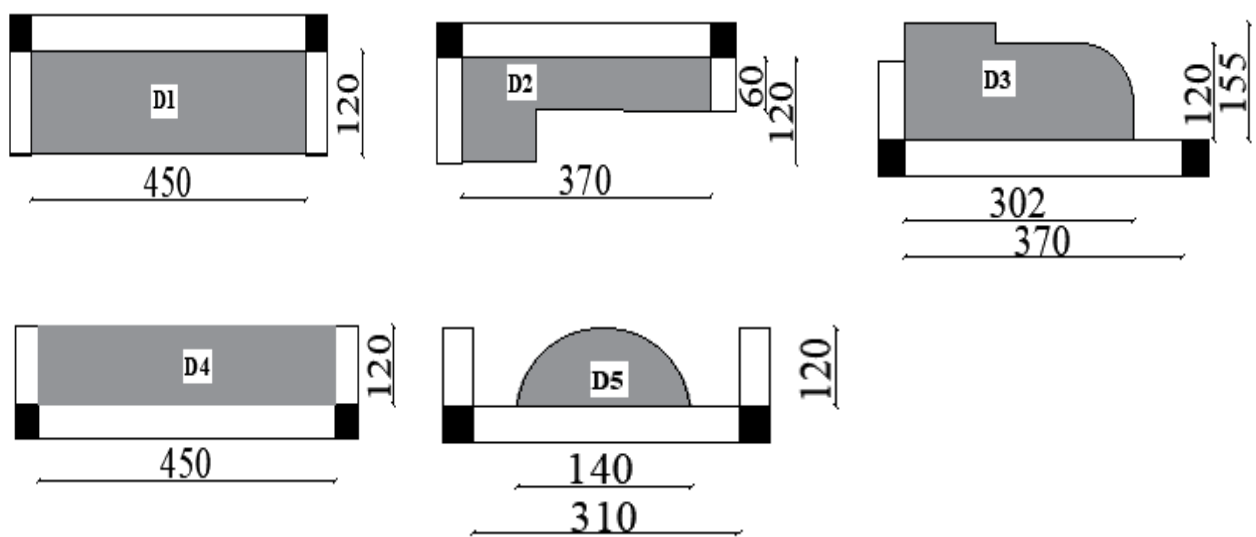


Figure II. 4Panneaux D1,D2,D3,D4,D5

❖ Pré dimensionnement des dalles pleines

Les résultats pré dimensionnement de ces cinq panneaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 1 Pré dimensionnement des panneaux de dalles

Panneau	L_x (m)	L_y (m)	$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	Critère de Résistance		Critère de coup feu	$e_{opté}$ (cm)
				Condition Utilisé	e (cm)	Pour 2 heures de coup feu $e \geq 11$ cm	
D1etD4	1,2	4,5	0,26	$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$	3,5	$e = 12$ cm	12
D2	1,2	3,7	0,32	$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$	3,5	$e = 12$ cm	12
D3	1,55	3,02	0,51	$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$	3,5	$e = 12$ cm	12
D5	1,2	1,4	0,85	$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$	3	$e = 12$ cm	12

II.1.2 Pré dimensionnement des escaliers

Pour notre bâtiment ; on a un seul type d'escalier, sont des escaliers droits à deux volée identique (Figure II.5).

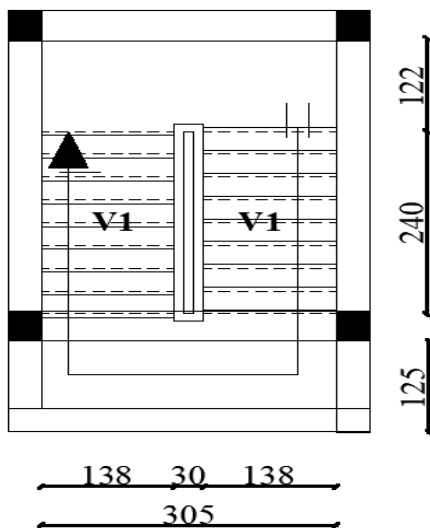


Figure II. 5 Vue en plan de l'escalier à 2 volée (Reste d'étages)

- **Dimensionnement de marche (g) et de contre marche (h)**

D'après vue en plans :

Nombre de marche par volée (n-1) = 8marches.

Nombre de contre marches total n = 9 contre marches.

L_0 : longueur projetée de la volée = 2,40m

$$\alpha = \tan^{-1} 1,02/1,5 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

$$L_v = \frac{1,53}{\sin \alpha} \Rightarrow L_v = 284,6 \text{ m}$$

$$L_{escalier} = L_p + L_v = 4,06 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } \begin{cases} h = \frac{H_{\text{étage}}}{n} = \frac{306}{18} \Rightarrow h = 17 \text{ cm} \\ g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{8} \Rightarrow g = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

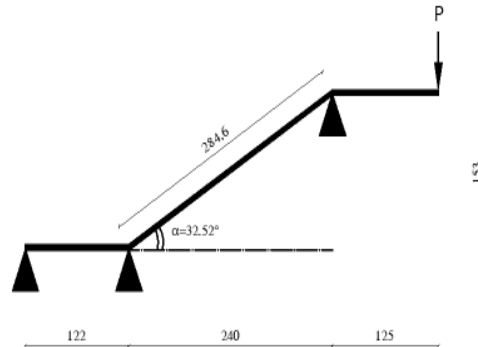


Figure II.6 Schéma statique de la volée

Vérification de la formule de Blondel : Pour avoir un escalier confortable, nous allons utiliser la formule de Blondel vérifiant la cohérence entre la marche et son contre marche :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} < (2 * 17) + 30 = 64 \leq 64 \text{ cm} \dots \text{vérifiée}$$

Conclusion : Soit $(g*h) = (30*17) \text{ cm}^2$

- **Epaisseur de Paillasse**

Elle se détermine selon deux critères sont :

$$\begin{cases} \text{critère de résistance : } \frac{L_{escalier}}{30} \leq e \leq \frac{L_{escalier}}{20} \Rightarrow 13,53 \text{ cm} \leq e \leq 20,3 \text{ cm} \\ \text{critère de coup feu : Pour 2 heures de coup feu} \Rightarrow e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

Conclusion : Soit l'épaisseur de Paillasse $e = 16 \text{ cm}$

II.1.3 Pré dimensionnement de l'acrotère

C'est un élément en béton armé, encasté au niveau du plancher terrasse et ayant le rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ces dimensionnes sont mentionnées dans le plan d'architectures :

Tableau II. 2 Pré dimensionnement de l'acrotère

Désignation des éléments	Surface (m ²)	P V (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
Poids propre	0,685	25	1,71
Enduit de ciment intérieur	0,012	20	0,24
Enduit de ciment Extérieur	0,013	20	0,26
Charge Permanente total : G = 2,125 KN/ml La charge d'exploitation : Q=1 KN/ml			

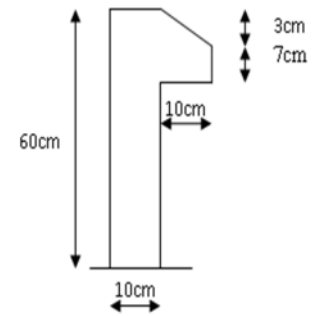


Figure II. 7 Coupe de l'acrotère

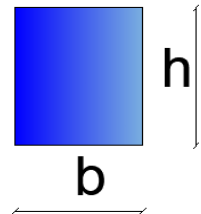
II.1.4 Pré dimensionnement des Poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé destinée à reprendre les chargements des poutrelles (poutres principales) et les transmettre aux poteaux.

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

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

Avec : $\begin{cases} h: \text{hauteur de la poutre} \\ L_{max} = \text{la portée maximale de la poutre entre nus appuis} \end{cases}$



Les dimensions trouvées doit satisfaire les trois exigences de **RPA99/2003 (Art 7.5.1)** Sont

comme suit :

$$\begin{cases} h \geq 30cm \dots (1) \\ b \geq 20cm \dots (2) \\ 1/4 \leq h/b \leq 4 \dots (3) \end{cases}$$

Le pré dimensionnement des poutres principales et secondaires est résumé dans le tableau suivant :

Tableau II. 3 Pré dimensionnement des Poutres et les vérifications de **RPA99**

Poutres	L_{max} (m)	$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10}$	h (cm)	b (cm)	h/b
Principales (PP)	450	$30 \leq h \leq 45$	40	30	1,33
Secondaires (PS)	367	$24,46 \leq h \leq 36,7$	35	30	1,16
Les exigences de RPA99	Condition		$h \geq 30$	$b \geq 20$	$1/4 \leq h/b \leq 4$
	Observation		Observé	Observé	Observé

Conclusion : Soit la Section des poutres $\begin{cases} (30 * 40)cm^2 \dots \text{Pour les poutres principales} \\ (30 * 35)cm^2 \dots \text{Pour les poutres secondaires} \end{cases}$

II.1.5 Pré dimensionnement des voiles

Les voiles auront le rôle de contreventement et de résistance face aux efforts horizontaux (le séisme et le vent). D’autre part, reprendre les efforts verticaux.

Le dimensionnement d’un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur "e" et sa longueur "L".

D’après RPA 99 version2003Art : 7.5.1 :

$$\begin{cases} e = \max (he/20 ; 15cm) \\ L_{min} = 4 * e \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} he: \text{hauteur libre du voile} \\ he = \text{hauteur d'étage} - \text{hauteur de plancher} \\ L_{min}: \text{langueur minimal du voile} \end{cases}$

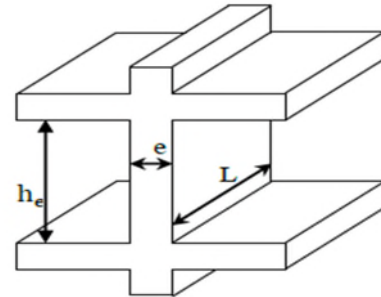


Figure II.8 Schéma statique de voile

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau Suivant

L'étage	Hauteur (m)	h_p (cm)	h_e (cm)	$e_{calculé}(cm)$	$e_{opté}(cm)$	$l_{min}(cm)$
Tout étages	3,06	40	266	13,3	15	60

Tableau II. 4Pré dimensionnement des voiles

II.1.6 Pré dimensionnement des Poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs participant à la reprise des efforts verticaux et les efforts sismiques et les acheminer vers la base

➤ **Principe de Pré dimensionnement**

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon trois critères sont :

- Critère de résistance (compression simple)
- Critère de stabilité de forme (le flambement)
- Conditions de RPA93/version2003

Le poteau qu'on va étudier c'est le poteau le plus sollicité, autrement dit le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

Pour ce faire, nous avons sélectionné le poteau qui nous semble susceptible d'être le plus sollicité selon leurs surfaces afférentes, les charges et les surcharges qui lui reviennent :

B3: poteau de la cage d'escalier

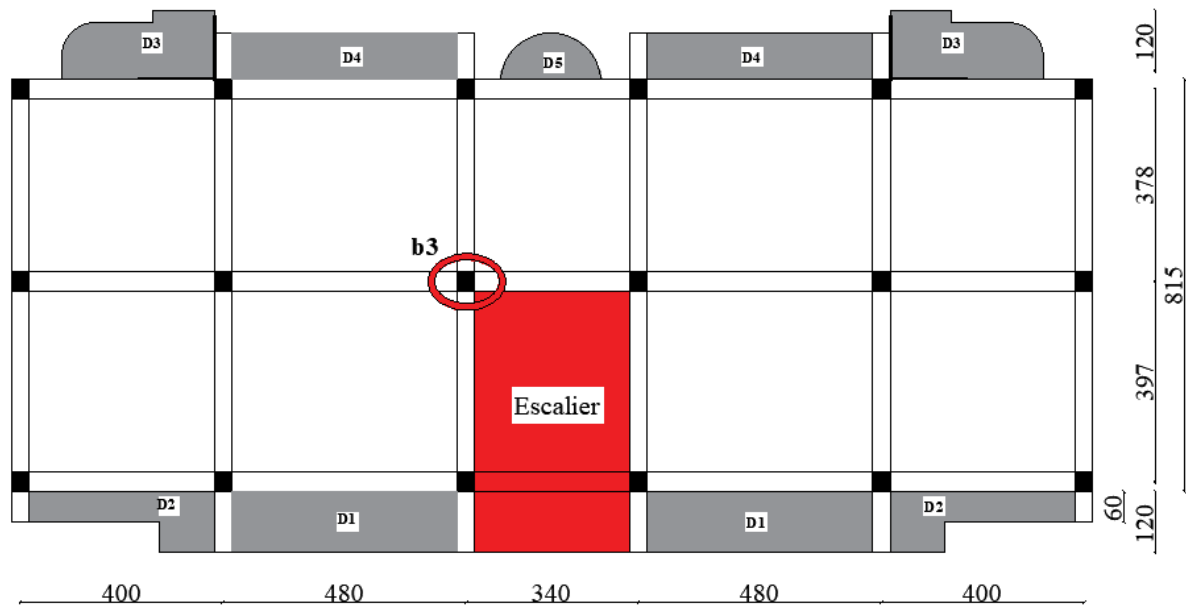


Figure II. 9L'emplacement de poteaux le plus sollicité

➤ **Les dimensionnes préliminaires des poteaux et le calcul de leurs poids propres**

Pour avoir le cas le plus défavorable on va considérer les poteaux de (30*30) cm² pour le calcul de surfaces afférentes et des dimensionnes préliminaires définies dans le tableau suivant pour le calcul de leurs poids propres .

Tableau II. 5 Dimensionnes préliminaires des poteaux et leur poids propres

Etage	S.sol 2	RDC et s.sol 1	Etage 1 +2	Etage 3et 4	Etage 5 et 6
Dimensionne (cm ²)	50*50	45*45	40*40	35*35	30*30
Poids propres (KN) $g_0 = 25 * b * h * H_{étage}$	19,12	15,49	12,24	9,37	6,88

II.1.6.1 Evaluation des charges et surcharges

Pour pouvoir faire la descente de charges pour les deux poteaux **B3**, il faut d'abord évaluer les charges et les surcharges de notre bâtiment :

❖ Plancher terrasse inaccessible (Corps creux)

Tableau II. 6 Evaluation des charges du plancher terrasse

	N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	P V (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Chargement	1	Gravillon de protection	0.05	20	1
	2	Multicouche d'étanchéité	0.02	6	0.12
	3	Forme de pente	0.07	22	1.5
	4	Isolation thermique	0.05	3.2	0.16
	5	Plancher à corps creux (16+4)	0.2		2.85
	6	Enduit de ciment	0.02	10	0.2
Charge permanente total : $G=5.83\text{KN/m}^2$ Charge d'exploitation : $Q=1\text{ KN/m}^2$					

❖ Plancher étage courant (Corps creux)

Tableau II. 7 Evaluation des charges du plancher courant

	N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	P V (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Chargement	1	Revêtement en Carrelage	0.02	20	0.4
	2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
	3	Lit de sable	0.02	18	0.36
	4	Plancher à corps creux (16+4)	0.2	14.25	2.85
	5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
	6	Cloison de séparation	/	/	1
Charge permanente total : $G=5.21\text{ KN/m}^2$ Charge d'exploitation (étage courant) : $Q=1.5\text{ KN/m}^2$					

❖ Plancher à dalle pleine (étage courant)

Tableau II. 8 Evaluation des charges des plancher à dalle pleine (étage courant)

	N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	P V (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Chargement	1	Revêtement en Carrelage	0.02	20	0.4
	2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
	3	Lit de sable	0.02	10	0.36
	4	Dalle pleine	0.14	25	3.5
	5	Enduit en ciment	0.02	10	0.2
	6	Cloison de séparation			1
<i>Charge permanente total :</i>			G=5.86 KN/m ²		
<i>Charge d'exploitation:</i>			Q=3.5 KN/m ²		

❖ Murs extérieurs et intérieurs

Murs extérieurs					
	N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	P V (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Chargement	1	Enduit extérieur en ciment	0.02	10	0.2
	2	Brique creuse	0.15		1.35
	3	Lame d'air	0.05		
	4	Brique creuse	0.1	9	0.9
	5	Enduit intérieur en plâtre	0.02	18	0.36
<i>Charge permanente total :</i>					2.81
Murs intérieurs					
	1	Enduit extérieur en plâtre	0,02	10	0,2
	2	Brique creuse	0,1	9	0,9
	3	Enduit intérieur en plâtre	0,02	10	0,2
<i>Charge permanente total :</i>					1,30

Tableau II. 8 Evaluation de charge des murs extérieurs et murs intérieurs

L'escalier

✓ Le palier

Tableau II. 9 Evaluation des charges du palier

	N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	PV (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Chargement	1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
	2	Mortier de pose	0.02	18	0.36
	3	Lit de sable	0.02	18	0.36
	4	Palier	0.16	25	4
	5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente total : 5,52KN/m ²					
Charge d'exploitation : 2.5 KN/m ²					

✓ La volée

Tableau II. 10 Evaluation des charges de la volée

	N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	PV (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)	
Chargement	1	Revêtement en carrelage	Horizontale	0.02	22	0.44
			Verticale	0.011	22	0.25
	2	Mortier de pose	Horizontale	0.02	18	0.36
			Verticales	0.011	18	0.2
	3	Marches	0.085	22	1.87	
	4	Paillasse (Dalle Plein)	0.193	25	4,84	
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2		
Charge permanente total : 7,76 KN/m ²						
Charge d'exploitation : 2.5 KN/m ²						

Remarque

Les épaisseurs obtenues dans le tableau sont à base des formules suivantes :

- Revêtement Verticale : $e_r = l'epaisseur\ de\ revetement\ horizontal * h/g$

- Mortier de pose Verticale : $e_{mortier} = l'epaisseur\ de\ Mortier\ horizontal * h/g$
- Les marches : $e_{marche} = h/2$
- Le paillasse : $e_{paillasse} = e/\cos \alpha$
- Enduit en ciment : $e_{enduit} = e/\cos \alpha$

II.1.6.2 Descente de charges

- ❖ Poteau B3 (Poteau de l'escalier)
- ❖ **Sur la terrasse inaccessible :**
- ❖ **P.P** : poutres principales
- ❖ **P.S** : poutre secondaires
- ❖ **C.C** : plancher a corps creux
- ❖ **D.P** : plancher à dalle pleine

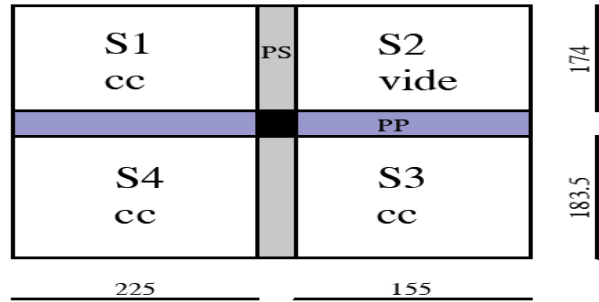


Figure II.10 : surface afférente de la T.I

Calcule les surfaces afférentes :

$S1 = 1,74 \times 2,25 = 3,91\ m^2$
 $S2 = 2,7\ m^2$
 $S3 = 1,835 \times 1,55 = 2,84\ m^2$
 $S4 = 1,835 \times 2,25 = 4,13\ m^2$

les charges des éléments :

$G_{pp} = 25 \times 0,3 \times 0,4 = 3\ KN/m$
 $G_{ps} = 25 \times 0,3 \times 0,35 = 2,625\ KN/m$
 $G_{c.c} = 5,83\ KN/m^2$

• **la charge totale:**

$G_{plancher} = 5,83 \times (3,91 + 2,84 + 4,13) = 63,43\ KN$
 $G_{poutre} = 3 \times (2,25 + 2,05) + 2,625 \times (1,74 + 1,835) = 20,78\ KN$

❖ **sur étage (Duplex 06) :**

$G_{c.c} = 5,21\ KN/m^2$

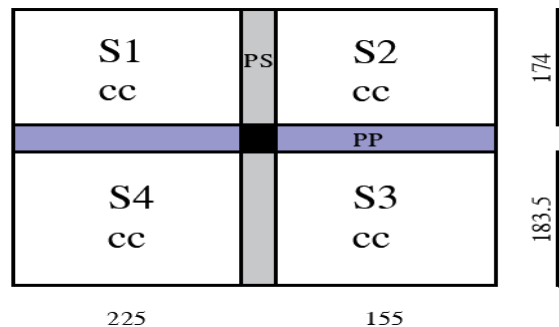


Figure II.11: surface afférente de duplex

• **la charge totale:**

$\begin{cases} G_{poutre} = 20,78\ KN \\ G_{plancher} = 70,75\ KN \end{cases}$

❖ Sur les autres niveaux (S.Sol, Etage courant, RDC, Duplex 5) :

$$G_v = 7,76 \text{ KN}$$

$$G_p = 5,27 \text{ KN}$$

$$S_v = (0,58 \times 1,55) = 0,9 \text{ m}^2$$

$$S_p = (1,25 \times 1,55) = 1,94 \text{ m}^2$$

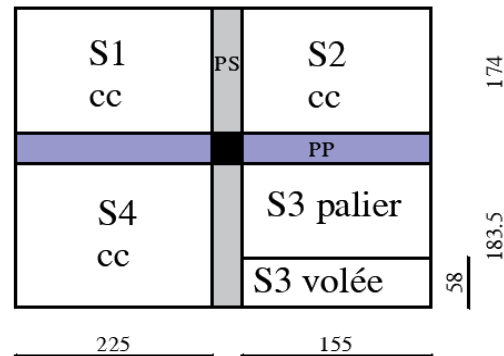


Figure II.12 : surface afférente d'autre étage

la charge totale:

$$G_{\text{plancher}} = 5,21 \times (3,91 + 2,7 \times 4,12)$$

$$G_{\text{plancher}} = 55,9 \text{ KN}$$

La charge transmise d'escalier :

$$G_{\text{total}} = 7,76 \times 0,9 + 5,27 \times 1,94 = 17,21 \text{ KN}$$

➤ La loi de dégression des surcharges d'exploitations

Les surcharges d'exploitations reprises par le poteau étudié seront calculées en respectant la loi de dégression définie par le **DTR** comme suit :

- sous la terrasse : $Q = Q_0$
- Sous le 1^{er} étage : $Q = Q_0 + Q_1$
- Sous le 2^{ème} étage : $Q = Q_0 + 0,95 * \sum_{i=1}^2 Q_i$
- Sous le 3^{ème} étage : $Q = Q_0 + 0,9 * \sum_{i=1}^3 Q_i$
- Sous le 4^{ème} étage : $Q = Q_0 + 0,85 * \sum_{i=1}^4 Q_i$
- Sous le 5^{ème} étage : $Q = Q_0 + 0,8 * \sum_{i=1}^5 Q_i$
- Pour $n > 5$ étage : $Q = Q_0 + \frac{(3+n)}{(2*n)} * \sum_{i=1}^n Q_i$

Remarque :

l'étage 1,2.....n sont numérotés à partir du sommet de bâtiment.

L'évaluation de la surcharge pour le poteau "B3" est résumé dans le tableau suivant :

Tableau II. 13 Evaluation de la surcharge Q revenant au poteau B3

Niveaux	Le poteau B3 Sous Q (KN)			
	$Q_{poteau} = Q * S_{aff}$			
	Plancher	Palier	Volée	Total
Plancher Terrasse	10,94	9,06	6,73	26,73
1 ^{er} ; 2 ^{eme} ; 3 ^{eme} ; 4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	16,41	9,06	6,73	32,2
E. sol 1 et 2 + RDC	27,35	9,06	6,73	43,14

Les résultats de la descente de charge du poteau "B3" sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II. 14 Descente de charge pour le poteau "B3"

Niveau	Éléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher	63,43	10,88
	Poutres	20,78	
	Poteau	6,88	
	Acrotère	7	
Somme		98,09	10,88
N2	N1	98,09	20,37
	Plancher	70,75	
	Poutres	20,78	
	Poteau	6,88	
	Mur	47,85	
Somme		244,35	31,25
N3	N2	244,35	23,21
	Plancher	70,75	
	Poutres	20,78	
	Poteau	9,37	
	Mur	6,16	

	Escalier	17,21	
Somme		368,62	52,28
N4	N3	368,62	23,21
	Plancher	70,75	
	Poutres	20,78	
	Poteau	9,37	
	Mur	21,12	
	Escalier	17,21	
Somme		507,85	52,28
N5	N4	507,85	23,21
	Plancher	70,75	
	Poutres	20,78	
	Poteau	12,24	
	Mur	21,12	
	Escalier	17,21	
Somme		649,95	87,38
N6	N5	649,95	23,21
	Plancher	70,75	
	Poutres	20,78	
	Poteau	12,24	
	Mur	21,12	
	Escalier	17,21	
Somme		792,05	101,44
N7	N6	792,05	23,21
	Plancher	70,75	
	Poutres	20,78	
	Poteau	15,49	
	Mur	21,12	
	Escalier	17,21	

Somme		937,4	113,19
N8	N7	937,4	23,21
	Plancher	70,75	
	Poutres	20,78	
	Poteau	15,49	
	Mur	36,60	
	Escalier	17,21	
Somme		1098,23	124,21
N9	N8	1098,23	23,21
	Plancher	70,75	
	Poutres	20,78	
	Poteau	19,12	
	Mur	6,16	
	Escalier	17,21	
Somme		1232,25	136,58
Elu (KN)		1.35G=1663,53	1.5Q=204,87
Nu=1.35G+1.5Q (KN)		1868,40	

Résultats de la descente de charge

Après avoir affecté la descente de charge pour le poteau "B3" on a trouvé les résultats suivants :

$Nu=1868,40 \text{ KN} \Rightarrow \mathbf{B3}$ le poteau le plus sollicité

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le **CBA** nous exige de majorer l'effort normal Nu comme suit :

10%: Poteaux internes dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées

15%: Poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées

Dans notre cas, le portique a plus de deux travées dans le sens xx, et uniquement 2 travée dans le sens yy donc l'effort Nu sera majorer avec 15% :

$$Nu^* = 1.15 * Nu \Rightarrow Nu^* = 1,15 * 1868,40 \Rightarrow Nu^* = 2148,66 \text{ KN}$$

II.1.6.3 Vérifications à faire

☒ Vérification de résistance (compression simple)

❖ Exemple de calcul : le poteau à la base [Poteau de l'entre sol 2 (50*50 cm²)]

Pour vérifier la résistance du poteau, il faut vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\begin{cases} \sigma_{bc} = Nu^*/B = 2148,66 * 10^{-3} / (0,5 * 0,5) \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,85 f_{c28} / \gamma_b = 0,85 * 25 / 1,5 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 8,58 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 14,20 \text{ Mpa} \end{cases}$

B : section du poteau.

Donc on a : $\sigma_{bc} = 8.58 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$ donc la condition est vérifiée.

Les résultats de calcul pour les autres étages sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 15 Vérification de la résistance pour le poteau à tous les niveaux

Etages	Sections des poteaux (m * m)	Nu* (KN)	σ_{bc} (Mpa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
				Observation
Etage 6	0,30 * 0,30	163,61	1,81	Vérifiée
Etage 5	0,30 * 0,30	414,42	4,60	Vérifiée
Etage 4	0,35 * 0,35	633,66	5,17	Vérifiée
Etage 3	0,35 * 0,35	871,29	7,11	Vérifiée
Etage 2	0,40 * 0,40	1109,35	6,93	Vérifiée
Etage 1	0,40 * 0,40	1343,57	8,39	Vérifiée
RDC	0,45 * 0,45	1578,80	7,79	Vérifiée
Entre sol 1	0,45 * 0,45	1835,81	9,06	Vérifiée
Entre sol 2	0,50 * 0,50	2055,24	8,22	Vérifiée

☒ Vérification de stabilité de forme (le flambement)

Pour vérifier la stabilité de forme d'un poteau ; on doit vérifier la condition suivante :

$$Nu^* \leq \alpha * \left[\frac{Br * f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots (1)$$

- α : coefficient réducteur $\Rightarrow \alpha = fct(\lambda) \Rightarrow \alpha = \begin{cases} 0,85 / 1 + 02 * (\frac{\lambda}{35})^2 \dots \text{si } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ 0,6 * (50/\lambda)^2 \dots \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$

Tel que : $\lambda = \frac{L_f}{i}$ avec L_f : longueur de flambement $\Rightarrow L_f = 0,7 L$

L : hauteur libre de poteau

i : rayon de giration $\Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{b * h}}$ tel que $I = \frac{b * h^3}{12}$ Donc $i = \frac{h}{\sqrt{12}}$

- Br : Section réduite $\Rightarrow Br = (a - 2) * (b - 2)$
- A_s : section d'armatures $\Rightarrow A_s \in [0,8 ; 1,2]\%Br$

❖ **Exemple de calcul** : Vérification du poteau à la base (Poteau de 50*50 cm²) :

$$On\ a\ \begin{cases} H = 3,06m \\ h = 0,4\ m \\ b = 0,4\ cm \\ A_s = 1\%Br \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_0 = 2,66m \Rightarrow L_f = 1,86m \Rightarrow i = 0,144\ m \Rightarrow \lambda = 12,93 \\ On\ a\ 0 < \lambda = 12,93 < 50 \Rightarrow \alpha = 0,82 \\ Br = 2304\ cm^2 \Rightarrow A_s = 23,04\ cm^2 \end{cases}$$

D'après la formule (1) :

$$Br \geq Br^{cal} = \frac{Nu^*}{\alpha} * \frac{1}{(fc_{28}/0,9 * \gamma_b) + (fe * A_s/\gamma_s)} \Rightarrow 0,2304\ m > 0,1297 \dots\ vérifiée$$

On suit les mêmes étapes que l'Exemple de calcul ; les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau II. 16 Vérification de stabilité de forme du poteau à tous les niveaux

Etages	Nu*	b * h (cm ²)	i(m)	λ	α	Br (m)	Br ^{cal} (m)	Br ≥ Br ^{cal}
								observation
Etage6	252,09	30 * 30	0,086	21,65	0,789	0,0784	0,011	Observée
Etage5	503,52							Observée
Etage4	749,63	35 * 35	0,101	18,43	0,805	0,1089	0,041	Observée
Etage3	990,43							Observée
Etage 2	1472,78	40 * 40	0,115	16,19	0,815	0,1444	0,071	Observée
Etage 1	1699,85							Observée
RDC	1578,80	45 * 45	0,129	14,43	0,822	0,1849	0,100	observée
S.Sol 1	1835,81							observée
S.Sol 2	2055,24	50* 50	0,144	12,93	0,827	0,2304	0,1297	observée

☒ **Vérification des conditions du RPA93/version 2003**

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

- $\min(b; h) \geq 25cm \dots (1)$
- $\min(b; h) \geq \frac{he}{20} \dots (2)$
- $0,25 \leq \frac{b}{h} < 4 \dots (3)$

Avec : he = hauteur d'étage – hauteur de la poutre

La vérification des conditions de RPA sont illustrées dans le tableau ci-contre :

Tableau II. 17 Vérification des conditions de RPA93 pour les poteaux à tous les niveaux

étages	$\min(b, h) > 25$ (cm)	Condition(2) $\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$	Condition(3) $0,25 < b/h < 4$	Observation
Etage 5 et 6	30	14,3	1	Vérifiée
Etage 3 et 4	35	14,3	1	Vérifiée
Etage 1 et 2	40	14,3	1	Vérifiée
RDC et S.Sol 1	45	14,3	1	Vérifiée
Etage S . Sol 2	50	14,3	1	Vérifiée

Conclusion

Après avoir Pré-dimensionné tous les éléments de notre structure et après avoir satisfait tous les exigences et vérifications nécessaires ; voici une récapitulation des dimensionnes optée :

➤ Les éléments non structuraux :

- Les planchers $\left\{ \begin{array}{l} \text{Plancher à corps creux : } h_t = 20\text{cm (16 + 4)} \\ \text{Plancher à dalle plein : } e = 14\text{ cm} \end{array} \right.$
- L'escalier $e = 16\text{cm}$
- L'acrotère : ces dimensionnes sont extrait d'après le plan d'architecture

➤ Les éléments structuraux :

- Les poutres ($b \cdot h$) : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutre principale: (30 * 40) cm}^2 \\ \text{Poutre secondaire : (30 * 35) cm}^2 \end{array} \right.$
- Les voiles ($e \cdot L$) : voiles tout étages: $(15 * 60)\text{cm}^2$
- Les poteaux ($b \cdot h$) : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Poteau de S. sol 2 : (50 * 50) cm}^2 \\ \text{Poteau de S. Sol 1; RDC : (45 * 45) cm}^2 \\ \text{Poteau 1}^{\text{er}} \text{ et } 2^{\text{eme}} \text{ étage: (40 * 40) cm}^2 \\ \text{Poteau 3}^{\text{eme}} \text{ et } 4^{\text{eme}} \text{ étage: (35 * 35) cm}^2 \\ \text{Poteau 5}^{\text{eme}} \text{ et } 6^{\text{eme}} \text{ étage: (30 * 30) cm}^2 \end{array} \right.$

II.2 Etude des éléments secondaire

Les éléments secondaires (éléments non structuraux) sont des éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement.

Leur étude est faite généralement sous l'action des charges verticales (charges Permanentes et surcharges d'exploitations) et elles sont indépendantes de l'action sismique.

Dans ce chapitre, on va aborder le calcul des éléments secondaires suivants :

- ✚ Les planchers soient en corps creux ou bien en dalle pleines
- ✚ L'escalier
- ✚ La poutre palière
- ✚ L'acrotère

II.2.1 Étude des poutrelles

Pour les calculées il existe trois méthodes de calcul sont comme suit :

a) La méthode forfaitaire (CBA Art B6.2.2.1)

❖ Domaine d'application (CBA Art B6.2.2.1.0)

La méthode forfaitaire ne s'applique pas que si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

- ✓ Charge d'exploitation $Q \leq \min(2G; 5 \text{ KN/m}^2)$
- ✓ le moment d'inertie des section transversales sont les même dans les défferent travées
- ✓ les portées succissives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25
- ✓ la fissuration est peu nuisible

❖ Principe de la méthode

▪ Les moments en travées

Soit :

M_0 : moment isostatique

M_g et M_d les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement

Le moment en travée M_t est calculé à partir de ces deux conditions :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M_0 \dots \{1\}$$

$$M_t \geq \begin{cases} [(1,2 + 0,3\alpha)/2]M_0 \dots (\text{Travée de rive}) \\ [(1 + 0,3\alpha)/2]M_0 \dots (\text{Travée intermediaire}) \dots \{2\} \end{cases}$$

α : degré de surcharges $\Rightarrow \alpha = Q/(G + Q)$

$$M_t = \max[\{1\}; \{2\}]$$

▪ Les moments aux appuis

$M_a = -0.6 M_0$ dans le cas d'une poutre a deux travées

$M_a = -0,5 M_0$ dans le cas des appuis voisins des appuis de rive d'une poutre a plus de 2 travées

$M_a = -0,4 M_0$ dans le cas des autres appuis intermediaires d'une poutre a plus de 3 travées

▪ **Les efforts tranchants**

Forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) ou l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 :

1. De 15% si la poutre a deux travées.
2. De 10% si la poutre à plusieurs travées

Avec $V_0 = q * l / 2$

b) La méthode de Caquot (CBA Art B6.2.2.2)

❖ **Domaine d'application (CBA Art B6.2.2.2.0)**

La méthode de Caquot s'applique essentiellement aux plancher à surcharge d'exploitation relativement élevée $Q > \min(2G; 5 \text{ KN/m}^2)$

❖ **Principe de la méthode**

▪ **Les moments en travées**

$$M_t = M_0 + M_g * \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d * \frac{x}{l}$$

Avec : $M_0 = q * \frac{x}{2} * (l - x)$; $x = \frac{l}{2} - \left(\frac{M_g - M_d}{q * l}\right)$

▪ **Les moments aux appuis**

$$M_a = -\frac{q_g * l'_g{}^3 + q_d * l'_d{}^3}{8,5 * (l'_g + l'_d)}$$

Avec : l'_g et l'_d sont des longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré

$$l' = \begin{cases} 0,8l & \dots \text{Pour la travée intermediaire} \\ l & \dots \dots \dots \text{Pour la travée de rive} \end{cases}$$

q_g et q_d sont les chargements à gauche et à droite de l'appui considéré

▪ **Les efforts tranchants**

L'effort tranchant au niveau de l'appui i est calculé en respectant la formule suivante :

$$V_i = V_0 - (M_i - M_{i+1})/l$$

c) La méthode de Caquot minorée

On applique cette méthode lorsque l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée.

Cette méthode a le même principe que la méthode de Caquot mais dans le calcul des moments aux appuis on doit minorer la charge G avec le **facteur 2/3**.

➤ **Types de poutrelles**

On distingue sept types de poutrelles ; elles sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau II. 18 Différents types de poutrelles

Type	Schéma statique	Désignation
Type1		-Tous les niveaux
Type2		-Tous les niveaux
Type3		-Plancher terrasse

➤ **Calcul des sollicitations**

🚧 **Combinaison d'action et calcul de charge revenant sur les poutrelles**

A l'ELU : $\begin{cases} \text{Charge qui revient sur le plancher } (P_u) \Rightarrow P_u = 1,35G + 1,5Q \\ \text{Charge qui revient sur la poutrelle } (q_u) \Rightarrow q_s = P_u * l_0 \end{cases}$

A l'ELS : $\begin{cases} \text{Charge qui revient sur le plancher } (P_s) \Rightarrow P_s = G + Q \\ \text{Charge qui revient sur la poutrelle } (q_s) \Rightarrow q_s = P_s * l_0 \end{cases}$

Avec : $\begin{cases} G \text{ et } Q \text{ Charge et surcharges estimées dans le tableau} \\ l_0 : \text{entre axes des poutrelles} \rightarrow l_0 = 0.65m \end{cases}$

Le calcul des charges qui revient sur le plancher et sur les poutrelles est résumé dans le tableau suivant :

Tableau II. 19 Les Charges revenant sur le plancher et les poutrelles

Désignation	$G \left(\frac{KN}{m^2} \right)$	$Q \left(\frac{KN}{m^2} \right)$	Charge revenant sur le plancher (KN/m^2)		Charge revenant sur les poutrelles (KN/ml)	
			ELU	ELS	ELU	ELS
Terrasse Incas	5,83	1	9,37	6,83	6,09	4,44
Autres niveaux	5,21	1,5	9,28	6,71	6,03	4,36

🚧 **Choix de méthode de calcul des sollicitations**

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types de poutrelles est défini comme suit :

- ✓ **Méthode forfaitaire** : pour le **type 1**
- ✓ **Méthode de RDM classique** : Pour le **type 2 et type 3**

Pour l'étude des poutrelles, on va exposer deux exemples de calcul, l'un sur la méthode forfaitaire de l'autre sur la méthode de Caquot minorée.

➤ Exemple de calcul sur la méthode forfaitaire {(Type 1) Etage courant}

- Schéma statique :

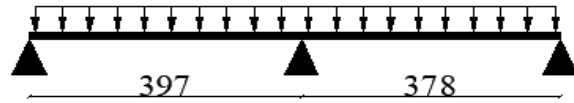


Figure II. 13 Schéma statique de la poutrelle

- Calcul de moment isostatique M_0

$$\text{On a : } M_0 = \frac{q * l^2}{8}$$

- Travée AB

la charge qui revient à cette poutrelle est: $\begin{cases} q_u = 6,03 \text{ KN/m} \\ q_s = 4,36 \text{ KN/m} \end{cases}$

Donc le Moment isostatique M_0 : $\begin{cases} M_{0u} = q_u * l^2 / 8 \Rightarrow M_{0u} = 11,88 \text{ KN.m} \dots \text{ELU} \\ M_{0s} = q_s * l^2 / 8 \Rightarrow M_{0s} = 8,59 \text{ KN.m} \dots \text{ELS} \end{cases}$

- Travée BC

Donc le Moment isostatique M_0 : $\begin{cases} M_{0u} = q_u * l^2 / 8 \Rightarrow M_{0u} = 10,77 \text{ KN.m} \dots \text{ELU} \\ M_{0s} = q_s * l^2 / 8 \Rightarrow M_{0s} = 7,78 \text{ KN.m} \dots \text{ELS} \end{cases}$

$$\rightarrow M_0 = \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) \begin{cases} M_{0u} = 11,88 \text{ KN.m} \dots \text{ELU} \\ M_{0s} = 8,59 \text{ KN.m} \dots \text{ELS} \end{cases}$$

- Calcul les moments aux appuis

Appui intermédiaire: la poutrelle est à deux travée donc $M_a^{inter} = -0,6 M_0$

$$M_a^{inter} = \begin{cases} M_{au}^{inter} = -0,6 * M_{0u} \Rightarrow M_{au}^{inter} = -7,13 \text{ KN.m} \dots \text{ELU} \\ M_{as}^{inter} = -0,6 * M_{0s} \Rightarrow M_{as}^{inter} = -5,15 \text{ KN.m} \dots \text{ELS} \end{cases}$$

Appuis de rive : les moments au niveau des appuis de rive sont nuls, cependant le **BEAL91 Art B6.8,414** nous exige de mettre des armatures disposées sur ces appuis pour équilibrer un moment égal $-0,15 M_0$.

$$\text{Avec : } M_0 = \max (M_0^{AB}; M_0^{BC})$$

$$M_a^{rive} = \begin{cases} M_{au}^{rive} = -0,15 M_{0u} \Rightarrow M_{au}^{rive} = -1,78 \text{ KN.m} \dots \text{ELU} \\ M_{as}^{rive} = -0,15 M_{0s} \Rightarrow M_{as}^{rive} = -1,28 \text{ KN.m} \dots \text{ELS} \end{cases}$$

- Calcul les moments en travées

A partir de principe de la méthode forfaitaire, on obtient les résultats suivants :

- Calcul de de degré de surcharge (α) : $\alpha = Q/G + Q \Rightarrow \alpha = 1/1 + 5,21 \Rightarrow \alpha = 0,223$
- On a: $\begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,066 \\ 1,2 + 0,3\alpha/2 = 1,226 \dots \text{on a une travée de rive} \end{cases}$

- $M_d = 0 \text{ KN.m}$ et $M_g = -0,6 M_0$

On a : $\begin{cases} 1 \dots M_{t1} + (M_d + M_g/2) \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05] M_0 \\ 2 \dots M_{t2} \geq [(1,2 + 0,3\alpha)/2] M_{0u} \end{cases}$

D'ou : $M_t = \max(M_{t1}; M_{t2}) \Rightarrow M_t = 0,766 M_0$

Donc : $\begin{cases} A \text{ l'ELU: } M_t = 0,766 M_{0u} \Rightarrow M_t = 9,1 \text{ KN.m} \\ A \text{ l'ELS: } M_t = 0,766 M_{0s} \Rightarrow M_t = 6,58 \text{ KN.m} \end{cases}$

- Calcul de l'effort tranchant :

Travée AB $\begin{cases} V_A = V_0^{AB} \\ V_B = -1,15 V_0^{AB} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V_A = 11,97 \text{ KN} \\ V_B = -13,76 \text{ KN} \end{cases}$

Travée BC $\begin{cases} V_B = 1,15 V_0^{BC} \\ V_C = -V_0^{BC} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V_B = 13,1 \text{ KN} \\ V_C = -11,39 \text{ KN} \end{cases}$

Avec : $V_0^{AB} = V_0^{BC} = q_u * l/2$

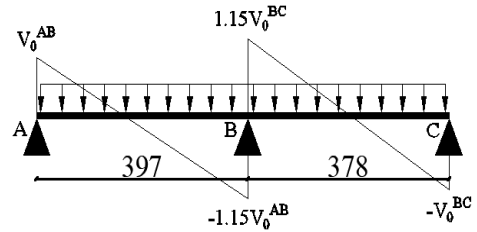


Figure II. 14 Diagramme de l'effort tranchant

- ❖ Les résultats de calcul des sollicitations de différents types de poutrelles à l'ELU et L'ELS Sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau II.20 : Les Sollicitations de différents types de poutrelles (Tous les niveaux)

Types	ELU			ELS			V KN
	M_a^{Rive} KN.m	M_a^{inter} KN.m	M_t KN.m	M_a^{Rive} KN.m	M_a^{inter} KN.m	M_t KN.m	
T1	-1,78	-7,13	9,10	-1,28	-5,15	6,58	13,76
T2	-1,61		10,77	-1,17		7,78	11,39
MAX	-1,78	-7,13	10,77	-1,28	-5,15	7,78	13,76

TableauII.21 : Les Sollicitations de différents types de poutrelles (Terrasse inacc)

Types	ELU			ELS			V KN
	M_a^{Rive} KN.m	M_a^{inter} KN.m	M_t KN.m	M_a^{Rive} KN.m	M_a^{inter} KN.m	M_t KN.m	
T1	-1,8	-7,19	8,99	-1,31	-5,25	6,56	13,90
T3	-1,8		11,99	-1,31		8,74	12,08
MAX	-1,8	-7,19	11,99	-1,31	-5,25	8,74	13,90

➤ **Ferraillage des Poutrelles**

Les Poutrelles des différents niveaux vont être ferraillées sous les sollicitations maximum résumées dans le tableau suivant :

TableauII.22 : Les sollicitations maximum des poutrelles dans les différents niveaux

Niveaux		ELU			ELS			V KN
		M_a^{Rive} KN.m	M_a^{inter} KN.m	M_t KN.m	M_a^{Rive} KN.m	M_a^{inter} KN.m	M_t KN.m	
Terrasse Incas	Sollicitation	-1,8	-7,19	11,99	-1,31	-5,25	8,74	13,90
Autre Étage	Sollicitation	-1,8	-7,13	10,77	-1,26	-5,15	7,78	13,76

Pour le ferraillage des poutrelles, on va exposer un exemple de calcul et le reste sera résumé dans un tableau :

Exemple de calcul (Type 1 du étage courant) :

a. Ferraillage longitudinale

$$\text{Données : ELU: } \begin{cases} M_a^{Rive} = -1,78 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -7,13 \text{ KN.m} \\ M_t = 10,77 \text{ KN.m} \\ V = 13,76 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{::: ELS: } \begin{cases} M_a^{Rive} = -1,21 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -5,15 \text{ KN.m} \\ M_t = 7,78 \text{ KN} \end{cases}$$

$b = 0,65\text{m} , b_0 = 0,1\text{m} , h = 0,2\text{m} , h_0 = 0,04\text{m} , d = 0,18\text{m} , f_{c28} = 25 \text{ Mpa} , f_{eE400}$

➤ **Ferraillage en travée**

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

$$M_{TU} = b * h_0 * F_{bu} * \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{TU} = 0,65 * 0,04 * 14,2 * \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$M_{TU} = 59,072 \text{ KN.m} > M_t^{ELU} = 10,77 \text{ KN.m}$ L'AN passe par la table de compression

le calcul sera un calcul d'une section rectangulaire $b * h$

$$\text{calcul du moment réduit } \mu_{bu} \rightarrow \mu_{bu} = \frac{M_t^{ELU}}{b * d^2 * F_{bu}} \Leftrightarrow \mu_{bu} = \frac{10,77 * 10^{-3}}{0,65 * 0,18^2 * 14,2}$$

$$\mu_{bu} = 0,036 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A' = 0 \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{calcul du } \alpha \rightarrow \alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}) \Leftrightarrow \alpha = 0,045$$

$$\text{Calcul de } Z \rightarrow Z = d * (1 - 0,4 * \alpha) \Leftrightarrow Z = 0,176 \text{ m}$$

$$\text{Calcul de } A_t \rightarrow A_t = \frac{M_t^{ELU}}{Z * f_{st}} = \frac{10,77 * 10^{-3}}{0,176 * 348} \Leftrightarrow A_t = 1,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Calcul de } A_{min} \rightarrow A_{min} = 0,23 * b * d * f_{t28}/f_e \Rightarrow A_{min} = 0,23 * 0,65 * 0,18 * 2,1/400$$

D'ou $A_{min} = 1,413 \text{ cm}^2 < A_t = 1,75 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ la condition de non fragilité est observée

✚ Ferrailage aux appuis

Le moment aux appuis est négatif ; ça signifie que la table de compression est tendue et le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la poutrelle sera calculée comme une section rectangulaire $b_0 * h$

✚ Appui intermédiaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{inter}}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{7,13 * 10^{-3}}{0,1 * 0,18^2 * 14,2} \Leftrightarrow \mu_{bu} = 0,154 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\text{calcul du } \alpha \rightarrow \alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}) \Leftrightarrow \alpha = 0,210$$

$$\text{Calcul de } Z \rightarrow Z = d * (1 - 0,4 * \alpha) \Leftrightarrow Z = 0,164 \text{ m}$$

$$\text{Calcul de } A_a^{inter} = \frac{M_{au}^{inter}}{Z * f_{st}} = \frac{7,13 * 10^{-3}}{348 * 0,164} \Rightarrow A_a^{inter} = 1,25 \text{ cm}^2$$

✚ Appui de rive

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{1,78 * 10^{-3}}{0,1 * 0,18^2 * 14,2} \Leftrightarrow \mu_{bu} = 0,038 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\text{On a } \begin{cases} \alpha = 0,048 \\ Z = 0,176 \text{ m} \\ f_{st} = 348 \text{ Mpa} \end{cases} \Leftrightarrow A_a^{Rive} = \frac{M_{au}^{rive}}{Z * f_{st}} \Leftrightarrow A_a^{Rive} = 0,30 \text{ cm}^2$$

✚ Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 * b_0 * d * f_{t28}/f_e \rightarrow A_{min} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_a^{inter} = 1,25 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,217 \text{ cm}^2 \dots \text{la condition de non fragilité est vérifiée} \\ A_a^{Rive} = 0,30 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,217 \text{ cm}^2 \dots \text{la condition de non fragilité est vérifiée} \end{cases}$$

➤ **Choix des armatures**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée} \dots\dots\dots A_t = 1,75\text{cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 3\text{HA}13 = 2,36\text{cm}^2 \\ \text{En appui intermediaire} \dots\dots\dots A_a^{inter} = 1,25\text{cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 2\text{HA}10 = 1,75\text{cm}^2 \\ \text{En appui de rive} \dots\dots\dots A_a^{Rive} = 0,30\text{cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 1\text{HA}10 = 0,79\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

b. Ferrailage transversale

$$\phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \phi_t^{\min}) \Rightarrow \phi_t \leq \min(0,571\text{cm}; 1\text{cm}; 1\text{cm}) \Rightarrow \text{Soit } \phi_{trans} = 8\text{mm}$$

$$D'ou A_{trans} = 1 \text{ etrier de } \phi_6 \Rightarrow A_{trans} = 2\text{HA}6 = 0,57\text{cm}^2$$

c. Espacement des armatures transversales

L'espacement S_t des armatures transversales est défini par le minimum entre les trois formules suivantes :

$$(1) \dots S_{t1} \leq \min(0,9 * d; 40\text{cm}) \Rightarrow (1) \dots S_{t1} \leq 16,2\text{ cm}$$

$$(2) \dots S_{t2} \leq \frac{A_{trans} * f_e}{0,4 * b_0} \Rightarrow (2) \dots S_{t2} \leq 57\text{ cm}$$

$$(3) \dots S_{t3} \leq A_{trans} * \frac{0,8 * f_e * (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 * (\tau_u - 0,3 * f_{tj} * K)} \Rightarrow (3) \dots S_{t3} \leq 76,75\text{ cm}$$

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 90^\circ \text{ car on a des armatures droites} \\ K = 1 \text{ on a une flexion simple, FPN et il y'a pas une reprise de betonage} \\ \tau_u = V/b_0 * d \rightarrow \tau_u = 13,76 * 10^{-3} / 0,1 * 0,18 \rightarrow \tau_u = 0,764\text{ MPA} \end{array} \right.$$

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) \Rightarrow D'ou S_t = 15\text{ cm}$$

d. Vérifications nécessaires

🚧 **Vérifications à l'ELU**

Vérification de la rupture par cisaillement

la condition à verifier: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec: } \left\{ \begin{array}{l} \tau_u = 0,764\text{ Mpa (il est déjà calculer dans la partie "Espacement")} \\ \bar{\tau}_u = \min(0,2 f_{c28}/\gamma_b; 5\text{ MPA}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{ Mpa (FPN)} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0,764\text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{ Mpa} \Rightarrow \text{il y'a pas de risque de repture par cisaillemnt}$$

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

$$\text{la condition à verifier: } \tau_u = \frac{b_1 * V}{0,9 * d * b * h_0} \leq \bar{\tau}_u \text{ avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} \Rightarrow b_1 = 27,5\text{ cm}$$

$$\text{Donc: } \tau_u = \frac{0,14 * 13,76 * 10^{-3}}{0,9 * 0,18 * 0,65 * 0,04} = 0,89\text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{ Mpa} \Rightarrow \text{pas risque de repture}$$

☑ Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis

❖ Appuis de rive

$$A_l \geq \gamma_s * \frac{V}{f_e} = 1,15 * \frac{13,76 * 10^{-3}}{400} = \mathbf{0,39 cm^2}$$

$$A_l = 2HA12 + 2HA10 = 3,83 \text{ cm}^2 > 0,54 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} + \left(V + \frac{M_{au}^{inter}}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(13,76 * 10^{-3} - \frac{7,13 * 10^{-3}}{0,9 * 0,18} \right) = -0,86 < 0$$

Dans ce cas, la vérification n'est pas nécessaire car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

☑ Vérification de l'effort tranchant dans le béton (bielle de compression du béton)

$$V \leq V_{adm} = 0,267 * a * b_0 * f_{c28}$$

$$\text{Avec: } a = \min(0,9d ; \text{largeur de l'appui} - 4\text{cm}) \Rightarrow a = \min(0,9 * 18; 30 - 4) = \mathbf{16,2 cm}$$

$$V_{adm} = 0,267 * 0,162 * 0,1 * 25 = 108,14 \text{ KN} > V = 13,76 \text{ KN} \dots \text{condition vérifiée}$$

☑ Vérification de l'adhérence

$$\tau_{su} = \frac{V}{0,9d * \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$$

$$\bar{\tau}_{su}: \text{contrainte limite d'adhérence} \rightarrow \bar{\tau}_{su} = 0,6 * \Psi^2 * f_{t28} \text{ tel que } \Psi = 1,5 \text{ pour les acier HA}$$

$$\sum U_i: \text{la somme des périmètres des barres} \rightarrow \sum U_i = \pi * (4 * 1,2 + 1) = 18,21 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 * \Psi^2 * f_{t28} \Rightarrow \bar{\tau}_{su} = 0,6 * 1,5^2 * 2,1 \Rightarrow \bar{\tau}_{su} = \mathbf{2,835 Mpa}$$

$$\tau_{su} = \frac{13,76 * 10^{-3}}{0,9 * 0,18 * 0,1821} = 0,47 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{su} = 2,835 \text{ Mpa} \dots \text{condition vérifiée}$$

✚ Vérifications à L'ELS

☑ Vérification des contraintes

➤ Etat limite d'ouverture des fissures

La FPN \Rightarrow la vérification d'état limite d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire

➤ Etat limite de compression du béton

▪ En Travée: ($M_t^{serv} = 7,78 \text{ KN.m}$; $A = A_t = 2,36 \text{ cm}^2$)

$$\text{Position de l'axe neutre } H \rightarrow H = \frac{b * h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 24,4 \text{ cm}^3 > 0$$

$$H > 0$$

\Rightarrow l'AN passe par la table de compression, la vérification sera pour une section rectangulaire

$$\text{On doit vérifier la condition suivante: } \sigma_{bc} = \frac{M_t^{serv}}{I} * y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de l'axe neutre (y) et le moment d'inertie (I)

$$(y) \dots \frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

Après la résolution de l'équation: $y = 3,93 \text{ cm}$

$$(I) \dots I = \frac{b}{3} * y^3 + 15A * (d - y)^2 \Rightarrow I = 8323,09 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc: } \sigma_{bc} = \frac{7,78 * 10^{-3}}{8323,09 * 10^{-8}} * 0,0392 = 3,67 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{la condition est vérifiée}$$

- **En appui intermédiaire** ($M_{as}^{inter} = 5,15 \text{ KN.m}$; $A = A_a^{inter} = 1,57 \text{ cm}^2$)

$$H = \frac{b * h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -239,7 \text{ cm}^3 < 0$$

\Rightarrow La vérification d'une section rectangulaire $b_0 \times h$

Calcul de y et I

(y) et (I) sont calculés à base des mêmes formules que le calcul en travée:

$$\text{on trouve } \begin{cases} y = 7,15 \text{ cm} \\ I = 3990,78 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\text{Donc: } \sigma_{bc} = \frac{M_{as}^{inter}}{I} * y = 9,22 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{la condition est vérifiée}$$

- **En appui de rive** ($M_{as}^{Rive} = 1,26 \text{ Kn.m}$; $A = A_a^{Rive} = 0,79 \text{ cm}^2$)

$$H = \frac{b * h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 138 \text{ cm}^3 < 0 \Rightarrow \text{La vérification d'une section rectangulaire}$$

Calcul de y et I

$$(y) \dots \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0 \Leftrightarrow \text{Après la résolution } y = 3,05 \text{ cm}^2$$

$$(I) \dots I = \frac{b}{3} y^3 + 15A' * (y - d')^2 + 15A(d - y)^2 \Leftrightarrow I = 3007,89 \text{ cm}^4$$

$$\text{donc } \sigma_{bc} = \frac{M_{as}^{Rive}}{I} * y = 2,09 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{la condition est vérifiée}$$

☑ Vérification de la flèche

$$\text{Données: } \begin{cases} h = 0,2 \text{ m} \\ l = 3,97 \text{ m} \end{cases} ; \begin{cases} M_t^{Ser} = 7,78 \text{ KN.m} \\ M_0^{Ser} = 8,59 \text{ KN.m} \end{cases} ; A_t = 2,36 \text{ cm}^2$$

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

$$\begin{cases} (1) \dots h/l \geq M_t/15M_0 \\ (2) \dots A_t/(b_0 * d) \leq 3,6/fe \\ (3) \dots l \leq 8 \text{ m} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} (1) \dots 0,050 < 0,06 \dots \text{Non vérifiée} \\ (2) \dots 0,013 > 9 * 10^{-3} \dots \text{Non vérifiée} \\ (3) \dots 3,97 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire

La condition à vérifier est : $f \leq f_{adm}$ Avec :
$$\begin{cases} f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \\ f_{adm} = l/500 \text{ car } l \leq 5m \end{cases}$$

Pour calculer la flèche on doit suivre les étapes suivantes :

✓ **Calcul des moments sous g ; j et p**

A connaitre: $M_t = 0,766Mos$... Page32 ;
$$\begin{cases} g = G = 5,21 \text{ KN/m}^2 \\ j = G - G_{\text{revetement}} = 3,85 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow P = 6,71 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_g = 0,65 * g = 3,38 \text{ KN/m} \\ q_j = 0,65 * j = 2,50 \text{ KN/m} \\ q_p = 0,65 * P = 4,36 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_g^{ser} = 5,10 \text{ KN.m} \\ M_j^{ser} = 3,77 \text{ KN.m} \\ M_p^{ser} = 6,57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Calcul des modules de Young différées et instantanées**

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \\ E_i = 3 * E_v \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} E_v = 10818,87 \text{ Mpa} \\ E_i = 32456,59 \text{ Mpa} \end{cases}$$

✓ **Calcul de coefficient λ**

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 * b * f_{t28}}{(2 * b + 3 * b_0) \rho} \\ \lambda_v = \frac{2}{5} * \lambda_v \end{cases} \text{ Avec } \rho = \frac{A_t}{b_0 * d} = 1,31\% \Rightarrow \begin{cases} \lambda_i = 3,25 \\ \lambda_v = 1,30 \end{cases}$$

✓ **Calcul des σ_{st}**

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \frac{M_g^{Ser}}{I} (d - y) \\ \sigma_{st}^j = 15 \frac{M_j^{Ser}}{I} (d - y) \\ \sigma_{st}^p = 15 \frac{M_p^{Ser}}{I} (d - y) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 142,52 \text{ MPA} \\ \sigma_{st}^j = 105,35 \text{ MPA} \\ \sigma_{st}^p = 183,60 \text{ MPA} \end{cases}$$

avec: $y = 3,92\text{cm}$ et $I = 7557,36 \text{ cm}^4$

✓ **Calcul de μ**

$$\mu: \begin{cases} \mu_g = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) \\ \mu_j = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) \\ \mu_p = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_g = 0,61 \\ \mu_j = 0,59 \\ \mu_p = 0,69 \end{cases}$$

✓ Calcul de Y_G et I_0

$$(Y_G) \dots Y_G = \frac{\sum S_i * X_i}{\sum S_i} = \frac{\left(\frac{b * h_0^2}{2}\right) + [(h - h_0) b_0 * \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0\right)] + 15Ad}{(b * h_0) + [(h - h_0) * b_0] + 15A} \Rightarrow Y_G = 10,21 \text{ cm}$$

$$(I_0) \dots I_0 = \frac{b * Y_G^3}{3} + \frac{b_0}{3} (h - Y_G)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (Y_G - h_0)^3 + 15A(d - Y_G)^2 \Rightarrow I_0 = 18517 \text{ cm}^4$$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés " I_f " et les flèches " f "

$$I_f: \begin{cases} I_f^{gv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g} = 11551 \text{ cm}^4 \\ I_f^{ji} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j} = 7003,1 \text{ cm}^4 \\ I_f^{ji} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p} = 7911,1 \text{ cm}^4 \\ I_f^{gi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g} = 6461,3 \text{ cm}^4 \end{cases} \Rightarrow f: \begin{cases} f_{gv} = \frac{M_g^{ser} * l^2}{10 * E_v * I_f^{gv}} = 6,33 \text{ mm} \\ f_{ji} = \frac{M_j^{ser} * l^2}{10 * E_i * I_f^{ji}} = 2,31 \text{ mm} \\ f_{pi} = \frac{M_p^{ser} * l^2}{10 * E_i * I_f^{pi}} = 4,94 \text{ mm} \\ f_{gi} = \frac{M_g^{ser} * l^2}{10 * E_i * I_f^{gi}} = 3,54 \text{ mm} \end{cases}$$

$\{D'ou f = 5,525 \text{ mm}$
 $\{Or f_{adm} = 7,94 \text{ mm} \Rightarrow f < f_{adm} \dots \text{la flèche est vérifiée.}$

On procède au ferrailage des poutrelles de différents niveaux de la même manière que l'exemple de calcul précédent (type 1 étage courant), les résultats sont illustrés dans les tableaux suivants :

☞ Le Ferrailage longitudinales

Tableau II. 23 Ferrailage longitudinale de différentes poutrelles

Niveaux	Position	M KN.m	μ_{bu}	α	Z m	A_{cal} cm^2	A_{min} cm^2	A_{adop} cm^2
Terrasse Inaccessible	Travée	11,99	0,04	0,051	0,176	1,95	1,41	3HA10=2,36
	Appui inter	7,20	0,156	0,21	0,164	1,26	0,217	2HA10=1,57
	Appui rive	1,80	0,039	0,049	0,176	0,29		1HA10=0,79
Autre étages	Travée	10,77	0,036	0,045	0,176	1,75	1,41	3HA10=2,36
	Appui inter	7,13	0,154	0,211	0,164	1,24	0,21	2HA10=1,57
	Appui rive	1,78	0,038	0,048	0,176	0,30		1HA10=0,79

Remarque : Dans le tableau précédent, on voit bien que le choix opté pour les poutrelles est très grand de celui calculer, car la vérification de la flèche est très exigeante.

Le ferrailage transversal et l'espacement

Pour tous les niveaux ; le ferrailage transversal des poutrelles adopté est :

$A_{trans} = 1 \text{ etrier } \varnothing 6 = 0,57 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$

Les vérifications à l'ELU

Tableau II. 24 Les vérifications nécessaires à l'ELU

Niveaux	Rupture par cisaillement (Mpa)	Jonction Table nervure (Mpa)	Cisaillement des armatures aux appuis (cm ²)		La Bielle (KN)
			Rive	Intermédiaire	
	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ $\bar{\tau}_u = 3,33$	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V$	$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} + (V + \frac{M}{0,9d})$	$V \leq V_{adm}$
Plancher terrasse	0,77 < 3,33	0,9 < 3,33	3,15 > 0,4	3,93 > -1,23	13,9 < 108,14
Plancher Habitation	0,63 < 3,33	0,74 < 3,33	3,15 > 0,32	3,93 > -1,51	11,39 < 108,14
Observation	Observée	Observée	Observée	Observée	Observée

Les vérifications des contraintes à l'ELS

Tableau II. 25 Vérifications des contraintes à l'ELS

Niveaux	Position	M_{Ser} KN.m	A_s Cm ²	Y m	I Cm ⁴	$\sigma \leq \sigma_{adm}$ Mpa	Observation
Plancher terrasse	Travée	8,74	2,36	3,92	7557,36	3,47 < 15	Observée
	Appui inter	5,25	1,57	7,15	3990,78	9,40 < 15	Observée
	Appui Rive	1,31	0,79	3,05	3007,89	1,32 < 15	Observée
Planchers à usage Habitation	Travée	7,78	2,36	3,92	7557,36	4,03 < 15	Observée
	Appui inter	5,15	1,57	7,15	3990,78	9,22 < 15	Observée
	Appui Rive	1,26	0,79	3,05	3007,89	1,18 < 15	Observée

☒ Vérifications de la flèche à l'ELS

Tableau II. 26 Vérification de la flèche à l'ELS

Paramètres		Plancher terrasse	Plancher Habitation
Charges (KN/m ²)	g	5,83	5,21
	j	3,85	3,85
	p	7,83	6,71
Moment (KN.m)	M_g^{Ser}	8,79	7,12
	M_j^{Ser}	5,81	5,26
	M_p^{Ser}	10,30	9,18
Calcul de λ	λ_i	3,25	3,25
	λ_v	1,30	1,30
I (cm ⁴)		8323	8323
Contrainte (Mpa)	σ_{st}^g	223,3	180,91
	σ_{st}^j	147,46	133,68
	σ_{st}^p	261,61	233,002
Calcul des μ	μ_g	0,73	0,68
	μ_j	0,62	0,59
	μ_p	0,76	0,74
Calcul de I_0 (cm ⁴)		18517	18517
Moment fissuré (cm ⁴)	I_f^{gv}	10418	10784
	I_f^{ji}	6705,4	6925,2
	I_f^{pi}	5823,4	5958,3
	I_f^{gi}	6012,3	6322,3
Les flèches (mm)	f_{gv}	12,30	8,72
	f_{ji}	4,20	3,34
	f_{pi}	8,59	6,78
	f_{gi}	7,10	4,96
La flèche f (mm)		9,58	7,20
f_{adm} (mm)		7,94	7,56
$f \leq f_{adm}$		N'est pas Vérifiée	Vérifiée

Commentaire

La condition de la flèche n'est pas vérifiée dans le niveau terrasse, pour que la condition soit satisfaite on doit augmenter la section des armatures jusqu'à 3HA12.

On a refait le calcul de la flèche avec la nouvelle section des armatures.

➤ **Schémas de ferrailage**

Tableau II. 27 Coupes transversales des poutrelles de différents niveaux

Niveaux	En Travée	En Appui intermédiaire	En Appui de Rive
Terrasse Incessible			
Autres étages			

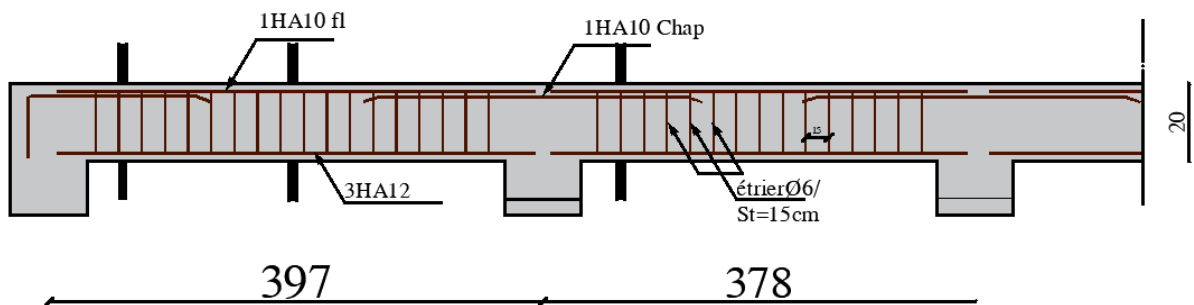


Figure II. 15 Schéma de ferrailage d'une poutrelle

II.2.2 Etude de la Table de compression

Elle est généralement armée par un trillé soudé, on utilise le rond lisse de nuance FeE500 Selon le BAEL91 Art B6.8, 423 l'espacement des barres ne doivent pas dépasser :

- ✚ 20 cm Pour les armatures perpendiculaires aux nervures
- ✚ 30 cm Pour les armatures parallèles aux nervures

Selon le CBA : Pour $50\text{cm} \leq l_0 = 65\text{cm} \leq 80\text{cm}$

➤ **Armatures perpendiculaires aux nervures**

$$A_{\perp} = 4l_0 / f_e \Rightarrow A_{\perp} = 0,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit $5\phi 5 = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec $St = 20\text{cm} \leq 20 \text{ cm} \dots$ vérifiée

➤ **Armatures parallèles aux nervures**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 \Rightarrow A_{\parallel} = 0,49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit $4\phi 5 = 0,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec $St = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots$ vérifiée

Remarque : Pour faciliter la mise en œuvre, on choisit d'utiliser un **TS(150*150) mm²**

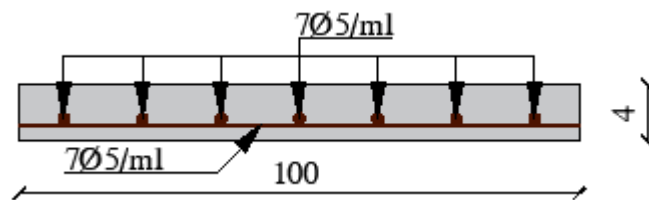


Figure II. 16 Schéma de ferrailage de la dalle de compression

II.2.3 Calcul des dalles pleines

Les dalles pleines sont calculées comme des panneaux de dalle qui repose sur un ou plusieurs appuis (les poutres) à la flexion simple. Le calcul des sollicitations dépend essentiellement du nombre d'appuis au qu'elles reposent :

- Dalle sur quatre appuis.
- Dalle sur deux appuis.
- Dalle sur trois appuis.
- Dalle console.

II.2.3.1 Les différents panneaux de dalles

Les caractéristiques des panneaux de dalles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II. 28 Données des différents types de dalles

Panneau	Nombre d'appuis	L _x (m)	L _y (m)	P	ELU		ELS	
					μ _x	μ _y	μ _x	μ _y
D1 et D4	3	1.2	4.5	0.26	/	/	/	/
D2	3	1.2	3.7	0.32	/	/	/	/
D3	2	1.55	3.02	0.51	0.0951	0.2500	0.987	0.3758
D5	1	1.20	1.4	0.86	0.0496	0.7051	0.0566	0.7933

Avec: $\begin{cases} \rho = Lx/Ly \\ Lx \text{ et } Ly \text{ sont la petite et la grande dimensionne du panneau respectivement} \\ \mu: \text{coefficient qui dépend du } \rho \text{ (ANNEXE 1)} \end{cases}$

II.2.3.2 Etude des panneaux de dalles

Remarque :

Notre étude sera limitée juste pour les panneaux des plancher à usage habitation car c'est là où il y' a les sollicitations maximums et le ferrailage opté à la fin sera le même pour les panneaux de dalle pour le plancher terrasse

➤ **Le panneau D4**

🚩 **Calcul des sollicitations**

- **Données :** $\begin{cases} G^{hab} = 5.86 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} ;$
- **Chargement:** $\begin{cases} P_u = (1.35G^{hab} + 1.5Q) * 1 = (1.35 * 5.86 + 1.5 * 3.5) * 1 = 13.16 \text{ KN/m} \\ P_s = (G^{hab} + Q) * 1 = (5.86 + 3.5) * 1 = 8,74 \text{ KN/m} \end{cases}$
- **Calcul des moments isostatiques M_0^{xy}**

On a $1,2 \leq \frac{4,5}{2}$ $\begin{cases} M_0^x = \frac{P * L_x^2 * L_y}{2} - \frac{2 * P * L_x^3}{3} = 27.47 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{P * L_x^3}{3} = 7,58 \text{ KN.m} \end{cases}$

- **Calcul des moments corrigés en travée** $\begin{cases} M_t^x = 0.75 * M_0^x = 20,59 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 * M_0^y = -6,44 \text{ KN.m} \end{cases}$
- **Evaluation des moments corrigés en appuis** $\begin{cases} M_a^x = -0.5 * M_0^x = -13,73 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0,3 * M_0^y = -2,27 \text{ KN.m} \end{cases}$

🚩 **Ferrailage du panneau**

➤ **Données :**

F.S,FPN ; c = 3cm ; d = 11 cm

✓ **Condition de non fragilité**

Pour $\begin{cases} \rho < 0.4 \\ e \geq 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{tx}^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \times e = 1,53 \text{ cm}^2 \\ A_{ty}^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,12 \text{ cm}^2 \end{cases}$

Avec : ρ_0 : Coefficient dépend du type d'acier utilisé.

$\rho_0 = \begin{cases} 0.0006 \dots \dots \dots \text{pour acier } f_e E500. \\ 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour acier } f_e E500 \\ 0.0012 \dots \dots \dots \text{pour acier ronds lisses} \end{cases} \Rightarrow \text{Pour notre cas } \rho_0 = 0.0008$

LES Résultats de ferrailage se résument dans le tableau :

position	Selon	M (KN.m)	U_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} Cm ² /ml	A_{min} Cm ² /ml	$A_{choisit}$ Cm ² /ml	St (cm)
En Travée	X-X	20,59	0,120	0,160	0,103	5,75	1,53	6HA12=6,79	16
	Y-Y	6,44	0,037	0,047	0,107	1,71	1,12	3HA10= 2,36	33
En appuis	X-X	13,73	0,08	0,104	0,105	3,74	1,53	6HA8=3,92	16
	Y-Y	2,27	0,013	0,016	0,109	0,59	1,12	3HA8=1,51	33

➤ Vérifications nécessaires

☒ Vérifications à L'ELU

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{7,85 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.071 \text{ Mpa} < 1.17 \text{ Mpa} \dots \text{vérifiée} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

Vérification des armatures longitudinales

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t^y \geq A_t^x / 4 \Rightarrow 2.36 > 1.697 \\ A_a^y \geq A_a^x / 4 \Rightarrow 1.51 > 0.98 \end{array} \right\} \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée)}$$

☒ Vérifications à l'ELS

$$P_s = (G + Q) \times 1\text{m} = 9,36 \text{ KN/m} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 19,54 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 5,39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcule les moments :

En travées :

$$M_t^x = 0,75 M_0^x = 14,65 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 M_0^y = 4,58 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_a^x = - 0,5 M_0^x = -9,77 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = - 0,3 = - 1,61 \text{ KN.m}$$

☒ Vérification des contraintes du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6$$

$f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Y : la résolution de l'équation $(b/2)y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$.

A : section armature .

I : moment d'inertie homogène de la section.

Tel que :

Les résultats de calcul des contraintes dans le béton à l'ELS se résument dans le tableau suivant :

Tableau II.29 : résumé des résultats des contraintes obtenues.

Position	Sens selon	M _{ser} KN.m	Y (m)	I (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
En Travée	X-X	14,65	0,0383	7,1087 × 10 ⁻⁵	7,89	15	Vérifiée
	Y-Y	4,58	0,0245	3,078 × 10 ⁻⁵	3,65	15	Vérifiée
En appuis	X-X	9,77	0,0305	4,662 × 10 ⁻⁵	6,40	15	Vérifiée
	Y-Y	1,61	0,0201	2,101 × 10 ⁻⁵	1,54	15	Vérifiée

☒ Vérification des aciers (état limite d'ouverture des fissures) :

$$F.N \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{15 M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; (110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right] = 201,6 \text{ MPa}$$

Tableau II.30 : résumés des résultats des contraintes.

Position	Sens Selon	M _{ser} (KN.m)	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	observation
En Travée	X-X	14,59	221,84	266,66	vérifiée
	Y-Y	4,67	190,63	266,66	vérifiée
En Appuis	X-X	8,58	249,70	266,66	vérifiée
	Y-Y	2,74	103,24	266,66	vérifiée

Observation : on remarque que les contraintes d'acier sont vérifiées.

Etat limite de déformation (la flèche)

Sens x-x :

1. $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{120} = 0,116 > 0,037 \Rightarrow$ la condition vérifiée.
2. $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{6,79}{100 \times 11} = 0,006 > 0,005 \Rightarrow$ la condition non vérifiée.

Sens Y-Y :

1. $\frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_y}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{450} = 0,031 < 0,042 \Rightarrow$ la condition vérifiée.
2. $\frac{A}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{6,79}{100 \times 11} = 0,006 > 0,005 \Rightarrow$ condition non vérifiée

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

Vérification de la flèche : les résultats sont résumer dans le tableau suivant :

Sens x-x:

Tableau II.31 Calcul de flèche selon x-x

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches(mm)	
J	4,5	Mj	7,047	σ_{stj}	106,714	fji	0,204
G	5,86	Mg	9,176	σ_{stg}	138,965	fgi	0,323
						fgv	0,660
P	9,36	Mp	14,657	σ_{stp}	221,965	fpi	0,664

$f_x = 0,796\text{mm} < f_{x\text{ adm}} = 2,4\text{mm}$ la condition de la flèche est vérifier.

La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

Sens y-y:

Tableau II.32 Calcul de flèche de la terrasse selon y-y

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches(mm)	
J	4,5	Mj	1,10	σ_{stj}	45,85	fji	0,2666
G	5,86	Mg	1,41	σ_{stg}	59,7	fgi	0,3472
						fgv	1,0416
P	9,36	Mp	2,29	σ_{stp}	95,37	fpi	0,5546

$f_y = 0,982\text{mm} < f_y \text{ adm} = 9\text{mm}$ la condition de la flèche est vérifiée..

La flèche est vérifiée dans les 2 sens donc le ferrailage choisi est convenable

Donc on opte pour tous les balcons le ferrailage suivant :

Selon X-X

En appuis : 6HA8 de section = 3,92 cm² avec un espacement $St = 16$ cm

En travées : 6HA12 de section = 6,79 cm² avec un espacement $St = 16$ cm

Selon Y-Y

En appuis : 3HA8 de section = 1,51 cm² avec un espacement $St = 33$ cm

En trvée : 3HA10 de section = 2,36cm² avec un espacement $St = 33$ cm

➤ **Schéma de ferrailage du panneau D4**

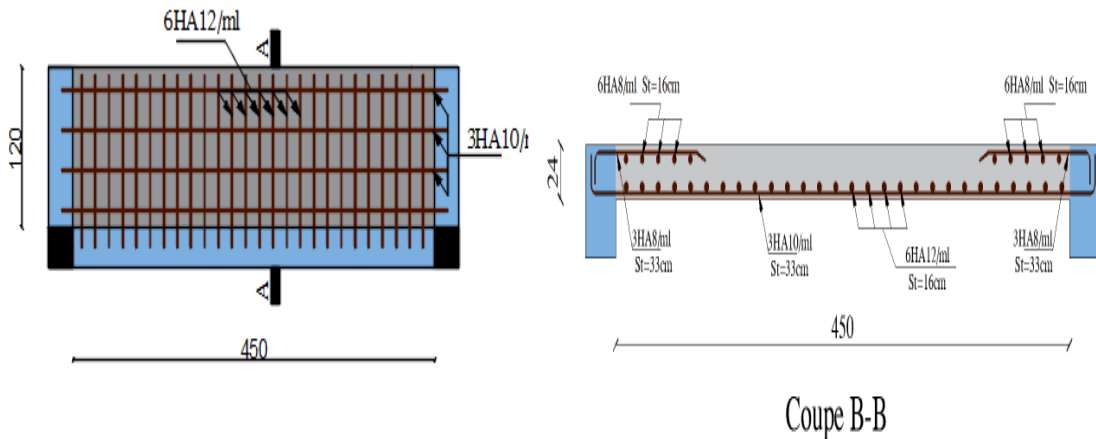


Figure II. 12 Schéma de ferrailage du Panneau D4

II.2.4 Calcul des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations maximales auxquelles il est soumis pour pouvoir le ferrailer. Dans ce projet, nous disposons d'un seul type d'escalier.

Remarque :

Tous les niveaux on le même type d'escalier

II.2.4.1 Etude de la "Volée 1"

➤ **Evaluation des charges**

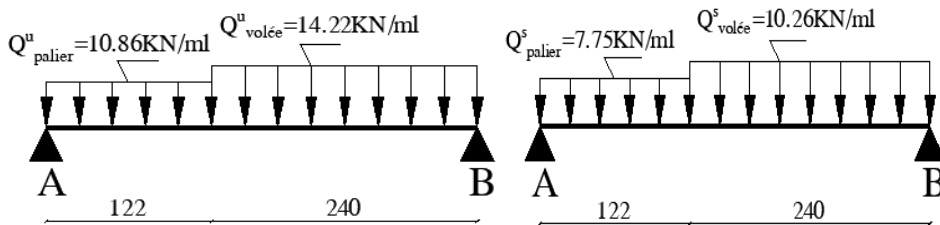


Figure II. 18 Schéma Statique de l'escalier à l'ELU et à l'ELS

Volée

$$G^{volée} = 7.76 \text{ kN/m}^2 ; Q^{volée} = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{cases} q_{volet}^u = 1.35G^{volée} + 1.5Q^{volée} = 14.22 \text{ kN/m}^2 \\ q_{volet}^s = G^{volée} + Q^{volée} = 10.26 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

Palier

$$G^{palier} = 5.27 \text{ kN/m}^2 ; Q^{palier} = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

$$m^2 \begin{cases} q_{palier}^u = 1.35G^{palier} + 1.5Q^{palier} = 10.86 \text{ kN/m}^2 \\ q_{palier}^s = G^{palier} + Q^{palier} = 7.75 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

➤ **Calcul des sollicitations**

Le calcul des sollicitations de cette partie se fait par la méthode RDM classique :

➤ **Calcul des réactions d'appuis**

$$\sum F/y = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 14,22 \times 2,4 + 10,86 \times 1,22$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow \begin{cases} \text{ELU : } R_B = 20,26\text{KN.} \\ \text{ELS : } R_B = 16,02\text{KN.} \end{cases} \quad \sum M/B = 0 \Leftrightarrow \begin{cases} \text{ELU : } R_A = 27,1\text{KN.} \\ \text{ELS : } R_A = 18,06\text{KN.} \end{cases}$$

➤ **Calcul les Sollicitations**

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

Tableau II.33 Les Sollicitations dans la partie A-B de l'escalier

Appuis	ELU				ELS				V (KN)
	Réaction (KN)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	Réaction (KN)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	
A	27,1	24,08	20,46	-12,04	18,06	15,89	13,50	-6,35	27,1
B	20,26				16,02				

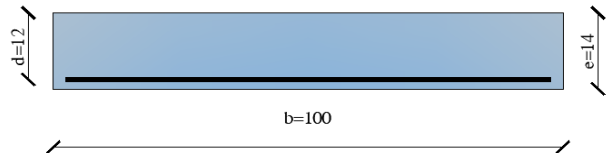
Remarque : les résultats obtenus dans le tableau sont obtenus à base des formules suivantes :

- ✓ Les réactions et le moment isostatique M₀ sont obtenus à partir la méthode RDM classique
- ✓ Le moment en travée et en appui sont les moments isostatiques corrigés avec des facteurs pour prendre en considération que les appuis ne sont pas des encastremets parfaits

$$\begin{cases} M_t = 0,85 M_0 \\ M_a = -0,5 M_0 \end{cases}$$
- ✓ L'effort tranchant V c'est le maximum entre les deux réactions

➤ **Ferraillage**

➤ **En travée**



Données : Section (b*h)=(1m*0,16m)

M_t^u = 20,46KN.m ; F.S ; d=13 cm ; fe400 f_{c28}=25Mpa ; FPN

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,085 < 0,186 \text{ (Pivot A)} \Rightarrow A' = 0 \text{ et } f_{st} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} = 0,111 \Rightarrow Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,124m$$

$$A_t = \frac{M_t^u}{f_{st} \times Z} = 4,73 \text{ cm}^2/ml$$

On opte 6HA12= 6.79 cm²

▪ **Condition de non fragilité**

$$A_{t_{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,59 \text{ cm}^2/ml < A_t = 4,73 \text{ cm}^2/ml \dots \text{On ferraille avec } A_t$$

▪ **Choix des armatures**

Soit $A = 6HA12 = 6,79 \text{ cm}^2/ml$ avec $St = 15 \text{ cm} < \min(3e; 33cm) = 33cm \dots Ok$

▪ **Armatures de répartitions**

On a que des charges repartie donc $A_{ripar} = \frac{A_t}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,7cm^2/ml$.

Soit $A_t^{répar} = 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2/ml$ avec $St = 20cm < \min(4e ; 45) = 45cm \dots Ok$

➤ **En Appui ($M_a^u = 12.04KN.m$) :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,050 < 0,186 \text{ (Pivot A)} \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a } \begin{cases} \alpha = 0,064 \\ Z = 0,126m \end{cases} \Rightarrow A_a = \frac{M_a^u}{f_{st} \times Z} = 2,73cm^2/ml > A_{min}^a = 1,69cm^2/ml$$

▪ **Choix des armatures**

Soit $A_a = 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2/ml$ avec $St = 2cm < \min(3e; 33cm) = 33cm \dots Ok$

▪ **Armatures de répartitions**

$$A_{ripar} = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78cm^2/ml.$$

Soit $A_a^{répar} = 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2/ml$ avec $St = 20cm < \min(4e; 45cm) = 45cm \dots Ok$

➤ **Vérifications nécessaires**

✚ **Vérifications à l'ELU**

Les vérifications à l'ELU sont les même que les dalles pleines ; donc on a résumé les deux vérifications dans le tableau suivant :

Tableau II. 34 Vérifications nécessaire à l'ELU pour la partie A-B de l'escalier

Vérifications	Rupture par cisaillement (MPa) $\tau_u = Vu/b * d \leq \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}/\gamma_b$				Armatures longitudinales aux appuis (cm ²)	
	V (KN)	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Observation	$A_t > \frac{Vu \times \gamma_s}{f_e}$	Observation
Partie A-B	27,1	0,208	3,33	Observé	6,79 > 0,78	Observée

✚ Vérifications à l'ELS

☑ Vérifications des contraintes

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

La FPN ⇒ la vérification d'etat limite d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire

- **Etat limite de compression du béton**

On doit vérifiée : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15Mpa$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 35 Vérifications de l'état limite de compression du béton pour la partie A-B

Positon	Moment (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPA)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Observation
Travée	13,506	3,06	5608,7	7,37	7,37 < 15	Observé
Appui	-7,94	2,51	3844,8	5,19	5,19 < 15	Observé

☑ Vérifications de la flèche

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

$$\left\{ \begin{array}{l} (1) \dots \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right) \\ (2) \dots \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \\ (3) \dots l \leq 8m \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} (1) \dots 0,044 < 0,426 \quad \dots \text{vérifiée} \\ (2) 0,00522 > 0,005 \dots \text{n'est pas Vérifiée} \\ (3) \dots l = 3,62 \text{ m} < 8\text{m} \quad \dots \text{Verifiée} \end{array} \right.$$

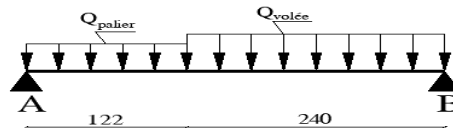
La 2^{ème} condition n'est pas observée ; donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La condtion à verifier est : $f \leq f_{adm}$ Avec : $\begin{cases} f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \\ f_{adm} = l/500 \text{ car } l \leq 5m \end{cases}$

Pour calculer la flèche on doit suivre les étapes suivantes :

✓ Calcul des moments sous g ; j ; p

A connaitre: **Volée:** $\begin{cases} g = 7.76KN/m^2 \\ j = G - G_{revetement} = 4,44 \text{ KN}/m^2 \\ p = G + Q = 10,2 \text{ KN}/m^2 \end{cases}$; **le Palier:** $\begin{cases} g = 5.27KN/m^2 \\ j = 3,75KN/m^2 \\ p = 7.77KN/m^2 \end{cases}$



✓ le chargement: $\begin{cases} q_{eq}^g = 6,92 \text{ KN/ml} \\ q_{eq}^j = 4,20 \text{ KN.m} \\ q_{eq}^p = 9,38 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \text{les moments: } \begin{cases} M_g^{ser} = 10,03 \text{ KN.m} \\ M_j^{ser} = 5,96 \text{ KN.m} \\ M_p^{ser} = 13,44 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ Calcul des modules de Young différées et instantanées

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_v = 10818,87 \text{ Mpa} \\ E_i = 3 * E_v \Rightarrow E_i = 32456,59 \text{ Mpa} \end{cases}$$

✓ Calcul de coefficient λ

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 * b * f_{t28}}{(2 * b + 3 * b_0) \rho} \\ \lambda_v = \frac{2}{5} * \lambda_i \end{cases} \text{ Avec } \rho = \frac{A_t}{b_0 * d} = 0,485\% \Rightarrow \begin{cases} \lambda_i = 4,02 \\ \lambda_v = 1,6 \end{cases}$$

✓ Calcul des σ_{st}

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \frac{M_g^{Ser}}{I} (d - y) \\ \sigma_{st}^j = 15 \frac{M_j^{Ser}}{I} (d - y) \\ \sigma_{st}^p = 15 \frac{M_p^{Ser}}{I} (d - y) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 127,46 \text{ MPA} \\ \sigma_{st}^j = 75,80 \text{ MPA} \\ \sigma_{st}^p = 170,81 \text{ MPA} \end{cases}$$

avec: $y = 4,42 \text{ cm}$ et $I = 12225,9 \text{ cm}^4$

✓ Calcul de μ

$$\mu: \begin{cases} \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) \\ \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_g = 0,228 \\ \mu_j = 0,002 \\ \mu_p = 0,351 \end{cases}$$

✓ Calcul de Y_G et I_0

$$(Y_G) \dots Y_G = \frac{\sum S_i * X_i}{\sum S_i} = 4,22 \text{ cm}$$

$$(I_0) \dots I_0 = 215879,6 \text{ cm}^4$$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés "I_f" et les flèches "f"

$$I_f: \begin{cases} I_f^{gv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g} = 173670 \text{ cm}^4 \\ I_f^{ji} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j} = 235246 \text{ cm}^4 \\ I_f^{pi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p} = 98367 \text{ cm}^4 \\ I_f^{gi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g} = 123786 \text{ cm}^4 \end{cases} \Rightarrow f: \begin{cases} f_{gv} = \frac{M_g^{ser} * l^2}{10 * E_v * I_f^{gv}} = 0,70 \text{ mm} \\ f_{ji} = \frac{M_j^{ser} * l^2}{10 * E_i * I_f^{ji}} = 0,102 \text{ mm} \\ f_{pi} = \frac{M_p^{ser} * l^2}{10 * E_i * I_f^{pi}} = 0,55 \text{ mm} \\ f_{gi} = \frac{M_g^{ser} * l^2}{10 * E_i * I_f^{gi}} = 0,32 \text{ mm} \end{cases}$$

{ D'ou f = 0,89mm
Or f_{adm} = 7,24 mm ⇒ f < f_{adm} ... la flèche est vérifié

II.2.4.2 Schémas de ferrailage

➤ Récapitulation des choix d'armatures

Le choix d'armatures opté pour nos panneaux est résumé dans le tableau suivant :

Tableau II. 36 Récapitulation des choix d'armatures opté pour l'escalier

	En Travée				En Appui			
	A _t cm ² /ml	St (cm)	A _t ^{répar} cm ² /ml	St (cm)	A _a	St (cm)	A _a ^{répar} cm ² /ml	St (cm)
Partie A-B	6HA12 =6,79	15	5HA10 =3,93	20	5HA10 =3,93	20	5HA10 =3,93	20

➤ Schéma de ferrailage de l'escalier

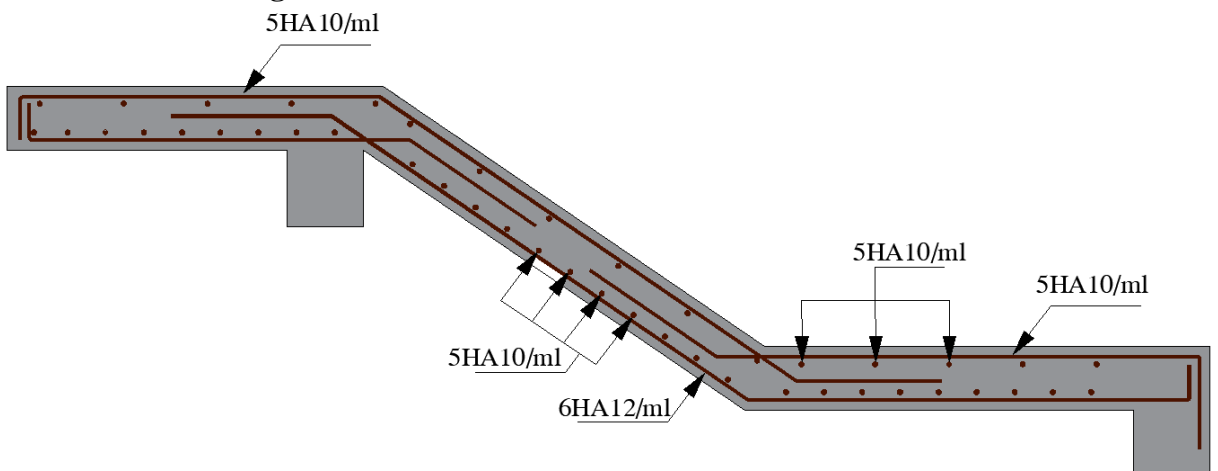


Figure II. 19 Schéma de ferrailage de l'escalier

II.2.5 La poutre palière

II.2.5.1 Dimensionnement

- Critère de la flèche

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 20.66 \leq h \leq 31\text{cm}$$

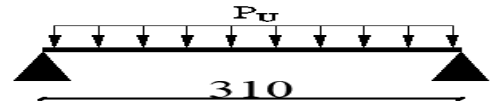


Figure II. 20 Schéma statique de la poutre palière

- Exigences du RPA

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \text{On adopte une section de } (30 * 30)\text{cm}^2$$

➤ Charges revenant à la poutre

❖ Son poids propres : $G_0 = 25 * b * h \Rightarrow G_0 = 2,25 \text{ KN/ml}$

La charge transmise de l'escalier c'est la réaction d'appuis :

ELU $R_b = 20,26 \text{ KN}$

ELS $R_b = 16,02 \text{ KN}$

La sollicitation

$$P_u = 1,35G_0 + R_b$$

$$P_u = 23,29 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = P_u \frac{L^2}{8} = 27,98 \text{ KN/ml}$$

$$M_T = 0,85M_0 = 23,79 \text{ KN/ml}$$

$$M_a = 0,5M_0 = -13,99 \text{ KN/ml}$$

$$V_A = \frac{P_u L}{2} = 36,1 \text{ KN/ml}$$

➤ Calcul d'armature à la flexion simple :

Tableau II.37 : Calcul d'armature de la poutre palière

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{CAL} (cm ²)
En travée	23.79	0.071	0.092	0.269	2.54
En appuis	13.99	0.041	0.053	0.273	1.467

$$A_{min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e = 1.014 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

➤ Calcul d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui.

$$M_{torsion} = M_b^a = 13,99 \text{ KN, ml}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire

Dans le contour de la section (Art A.5.4.2 .2.)

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer à mi-hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_1 : section d'acier

$$e = \emptyset / 6 = h / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1$$

$$A_1 = 3,81 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des armatures

En travée $A = 2,54 + \frac{3,81}{2} = 4,44 \text{ cm}^2$

En appui $A = 1,467 + \frac{3,81}{2} = 3,37 \text{ cm}^2$

On doit vérifier la condition suivante :

☒ Vérification de la contrainte de cisaillement :

On vérifie que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ avec } \begin{cases} \tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2} \\ \bar{\tau}_u = \min(0,25f_{c28}/\lambda_b ; 4 \text{ Mpa}) = 2.25 \text{ Mpa} \\ \tau_v = \frac{Vu}{b_0 d} = 0,429 \text{ MPA} \\ \Rightarrow \tau_{cr} = \frac{Mt_u}{2\Omega e} = 2.23 \text{ Mpa} \end{cases}$$

▪ Torsion:

$$A_l^{min} = 0,003 \times b \times S_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_l = \frac{Mt_u \times S_t \times \gamma}{2 \times \Omega \times F_e} = \frac{13,99 \times 10^{-3} \times 0,15 \times 1,15}{2 \times 0,0625 \times 400} = 0,48 \text{ cm}^2$$

Dou $A_l = 1,35 + 0,45 = 1,8 \text{ cm}^2$ soit 4HA8=2,01 cm²

☒ Vérification de l'État limite de compression de béton

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{Y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$
 $0,5b \times y^2 + 15A \times y - 15A(d - y)^2 = 0$
 $I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2$

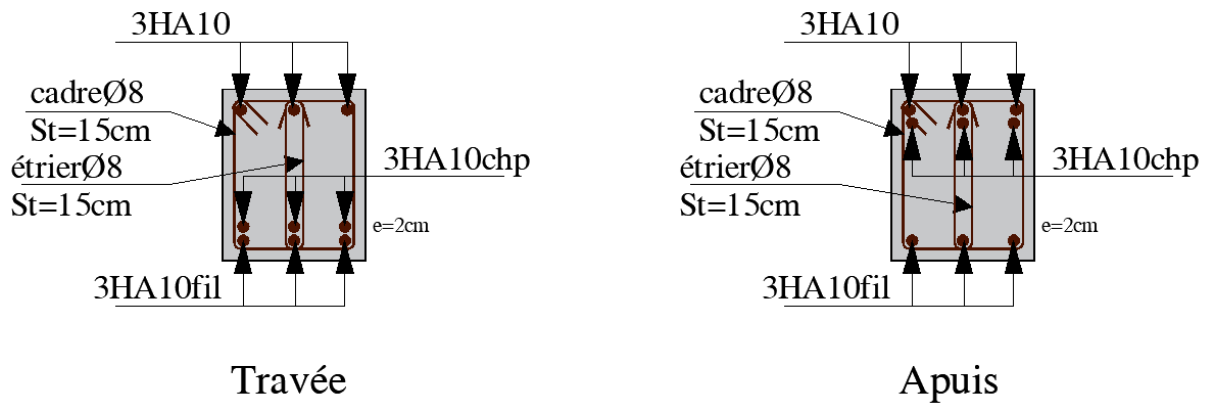
- Sur appuis ($M_a=13,99\text{KN}$) $Y=8,77\text{cm}$ $I=28933\text{cm}^4$

$\sigma_{bc} = 2,66\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$ Condition vérifié

- En travée ($M_t=23,79\text{KN/m}$) $Y=10,3\text{cm}$ $I=39123\text{cm}^4$

$\sigma_{bc} = 4,91\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$ Condition vérifié

➤ Schéma de ferrailage de la poutre palière



II.2.6 L'acrotère

L'acrotère est un mur réalisé en béton armé, il se calcule comme une console encastree dans le plancher soumis à son poids propre (G_0) ; une force sismique (F_p) et une charge d'entretien Q

II.2.6.1 Hypothèse de calcul

Les hypothèses à prendre en compte pour le calcul sont :

- Le calcul se fera pour une bonde de 1ml
- L'acrotère est calculé en flexion composé
- Type de fissuration est considéré préjudiciable.
- Le calcul de l'acrotère se fait sous des combinaisons suivantes :

✓ $ELU: 1,35G + 1,5Q$

✓ ELS : $G + Q$

✓ ELA : $G+Q+E$

Evaluation de charge et surcharge

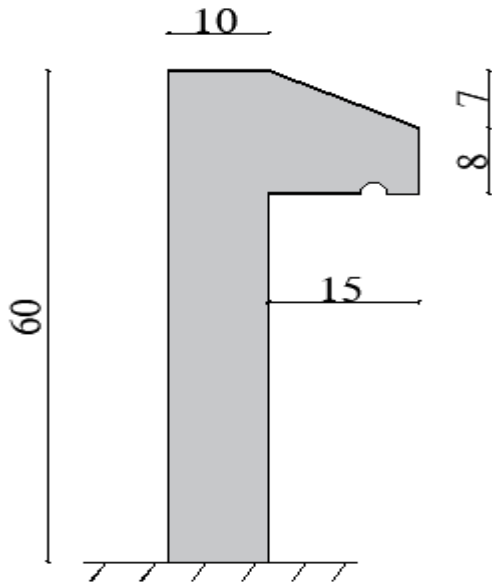


Figure II. 21 Schéma statique de l'acrotère

- Le poids propre : il est déjà calculé

$$G_0 = 2,125 \text{ KN/ml}$$

- La force sismique F_p :

D'après le **RPA93/version 2003 Art 6.2.3** la force sismique pour les éléments non structuraux doit être calculée en basant sur la formule suivante :

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} A: \text{coefficient d'accélération} = 0,15 \text{ (Zone IIa)} \\ C_p: \text{Facteur de force horizontale} = 0,8 \text{ (éléments en console)} \\ W_p = G_0 = 3,34 \text{ KN} \end{cases}$$

D'où $F_p = 1,6 \text{ KN}$

- La charge d'entretien Q

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

II.2.6.2 Calcul des Sollicitations

$$\text{➤ Calcul de centre de gravité : } \begin{cases} X_C = \sum S_i * X_i / \sum S_i \\ Y_C = \sum S_i * Y_i / \sum S_i \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_C = 6,89 \text{ cm} \\ Y_C = 50,78 \text{ cm} \end{cases}$$

Le calcul des sollicitations est résumé dans le tableau suivant :

Tableau II.38 Les Sollicitation dans l'acrotère

Sollicitations	1,35G+1,5Q	G + Q ± E	G + Q
L'effort Normal N (KN)	1,35G ₀ = 2,87	G ₀ = 2,125	G ₀ = 2,125
Le moment M (KN.m)	1,5Qh=1,35	Q h + F _p * Y _c =1,71	Qh=0,9
L'effort Tranchant V (KN)	Q=1	Q+F _p = 2,6	/

II.2.6.3 Ferrailage de l'acrotère

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

$$\begin{cases} N^{max} \rightarrow M_{corr} \dots A_1 \\ M^{max} \rightarrow N_{corr} \dots A_2 \\ N^{min} \rightarrow M_{corr} \dots A_3 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N^{max} = 2,87 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = 1,35 \text{ KN.m} \\ M^{max} = 1,71 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corr} = 2,125 \text{ KN} \\ N^{min} = 2,67 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = 0,81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

D'après l'analyse le cas le plus défavorable c'est le deuxième cas ou $M^{max} \rightarrow N_{corr}$ ou l'excentricité a la plus grande valeur donc on va calculer le ferrailage avec ($M = 1,71 \text{ KN.m}$ et $N = 2,125 \text{ KN}$)

- **Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1,71}{2,125} \Rightarrow e_0 = 0,8 \text{ m}$$

$$e'_0 = \frac{h}{6} = \frac{0,6}{6} \Rightarrow e'_0 = 0,1 \text{ m}$$

$e_0 = 0,8 \text{ m} > e'_0 = 0,1 \text{ m} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieure du noyau central qui veut dire la section est partiellement comprimée (S.P.C), le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

D'après le **BAEL (Art 4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer (e_0) par (e) tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Tel que :

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; h_{acrotère}/250) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

e_2 : Excentricités due aux effets de deuxième ordre, liées à la déformation de la structure

Selon le BEAL91 ...
$$e_2 = \frac{3 * l_f^2 * (2 + \emptyset * \alpha)}{h_0 * 10^4}$$

Avec :

\emptyset : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée

α : $M_G / (M_G + M_Q) \Rightarrow \alpha = 0$; h_0 : hauteur de la section = 10cm

l_f : longueur de flambement = $2 * l_0 \Rightarrow l_f = 1,2 \text{ m}$

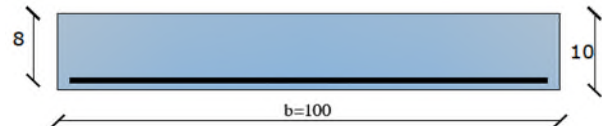
$$e_2 = \frac{3 * 1,2^2 * 2}{0,1 * 10^4} \Rightarrow e_2 = 0,86 \text{ cm}$$

D'où $e = 80 + 2 + 0,86 \Rightarrow e = 82,86 \text{ cm}$

Les sollicitations de calcul deviennent : $\begin{cases} N = 2,125 \text{ kN} \\ M = N * e = 1,76 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **Ferraillage à l'ELU**

La section est partiellement comprimée donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec un moment M_{uA} :



$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1,76 + 2,125 * \left(0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 1,82 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b * d^2 * 14,2} = 0,02 < 0,186 \text{ (pivot A)} \Rightarrow A' = 0 \text{ et } f_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \\ Z = d * (1 - 0,4\alpha) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,026 \\ Z = 0,079 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_{F.S} = \frac{M_{uA}}{Z * f_{st}} = \frac{1,82 * 10^{-3}}{0,079 * 348} \Rightarrow A_{F.S} = 0,705 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On revient à la flexion composée :

$$A_t = A_{F.S} - \frac{N}{f_{st}} = 0,705 * 10^{-4} - \frac{2,125 * 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_t = 0,64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,08 * \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{min} = 0,966 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{min} > A_t$... On ferraille avec $A_{min} = 0,966 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit $A = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \dots Ok$

▪ **Armatures de réparation**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \dots Ok$

➤ **Vérifications nécessaires**

❖ **Vérification à L'ELU**

☑ **Vérification de l'effort tranchant : (V=2,6 KN)**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ avec } \begin{cases} \tau_u = V/b * d = 2,6/1 * 0,08 \Rightarrow \tau_u = 0,032 \text{ Mpa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right) = 2,5\text{Mpa(FN)}. \end{cases} \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \text{vérifiée.}$$

❖ **Vérification à l'ELS (M_{ser} = 0,9 KN.m ; N_{ser} = 3,34 KN)**

• **Calcul de l'excentricité e_{ser}**

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,125} \Rightarrow e_{ser} = 0,28 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0,05 \Rightarrow \text{SPC}$$

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

Il faut vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} * y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPA}$

✓ **Calcul de y**

$$y = (y_c + C) \text{ avec } C = e_{ser} - \frac{h}{2} = 0,26 - \frac{0,1}{2} \Rightarrow C = 0,21\text{m}$$

Convention de signe (C < 0 et Y_c > 0) car on a SPC C = -0,21m

$$y_c^3 + Py_c + q = 0 \dots (1) \text{ avec } \begin{cases} P = -3C^2 + 90\frac{A}{b}(d - C) \\ q = -2C^3 - 90\frac{A}{b}(d - c)^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P = -0,127\text{m}^2 \\ q = 0,017\text{m}^3 \end{cases}$$

l'equation(1) devient : $y_c^3 - 0,127 y_c + 0,017 = 0$

pour arriver a trouver des solutions de l'equation il faut calculer $\Delta = \frac{4P^3}{27} + q^2$:

$\Delta = -1,44 * 10^{-5} < 0 \Rightarrow$ il existe 3 racines réelles à calculer :

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \\ y_{c2} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \\ y_{c3} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y_{c1} = 0,231\text{m} \\ y_{c2} = -0,41\text{m} \\ y_{c3} = 0,179\text{m} \end{cases}$$

Avec : $a = 2\sqrt{\frac{-P}{3}} \Rightarrow a = 0,412$; $\varphi = \cos^{-1}\left(\frac{3q}{2p} * \sqrt{\frac{-3}{P}}\right) \Rightarrow \varphi = 167,39^\circ$

Pour les 3 racines ; on garde juste qui convient à cette intervalle -C ≤ y_c ≤ h - C

Pour notre cas $0,21\text{m} \leq y_c \leq 0,31\text{m} \Rightarrow$ on garde juste $y_{c1} = 0,231\text{m}$

Donc $y_c = 0,231\text{m} \Rightarrow y = y_c + C = 0,021 \text{ cm}$

✓ **Calcul de μ_t**

$$\mu_t = \frac{b}{2}y^2 - 15A(d - y) = 4,26 * 10^{-5}m^3$$

D'ou

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} * y = \frac{3,34 * 10^{-3}}{4,26 * 10^{-5}} * 0,021 = 1,64 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \text{Vérifiée}$$

☑ Vérification de la contrainte dans l'acier

$$FN \Rightarrow \text{Il faut vérifier : } \sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} * (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\text{Avec } \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} fe ; 110\sqrt{\eta * f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$D'ou \sigma_s = 69,38 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPA} \dots \text{vérifiée}$$

II.2.6.4 Schéma de Ferrailage

Armature verticale : 4HA8/ml avec St = 25cm

Armature de répartition : 4HA8/ml avec St = 25 cm

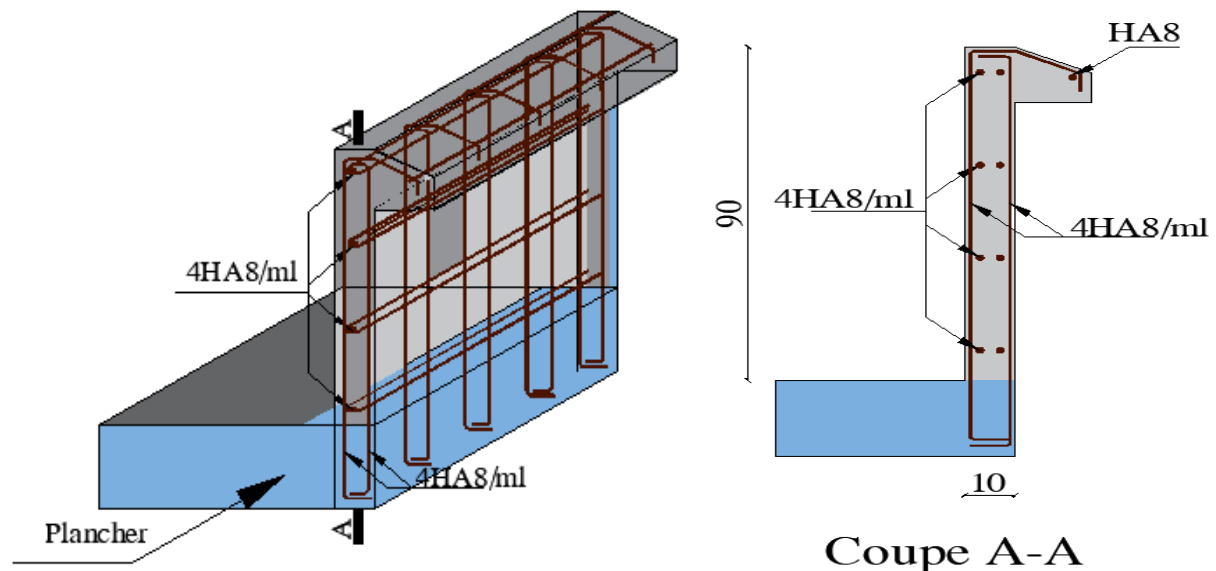


Figure II. 22 Schéma de ferrailage de l'acrotère

Conclusion

Dans ce chapitre, nous sommes arrivés au ferrailage des éléments non structuraux (éléments secondaires) toute en respectant les deux critères : la résistance et l'économie, on se basant sur les différents règlements de calcul.

Introduction

Le séisme est à ce jour l'une des catastrophes naturelles la plus meurtrière, cette catastrophe résulte d'une rupture brute des roches provoquant de nombreuses secousses qui entraînent des conséquences imaginables d'un point de vue humain, environnemental et économique.

Face à ce phénomène, l'étude dynamique des structures consiste à adapter les constructions à l'environnement naturel, et les renforcer pour mieux résister afin de réduire certains impacts de ce dernier.

III.1 Modélisation de la structure

Étant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux ...etc.) dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis "ETABS" est utilisé.

➤ Description du logiciel "ETABS"

ETABS est l'abréviation de « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems », qui est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil (catégorie bâtiment), soit en béton, en acier ou tous autres matériaux choisis par l'utilisateur.

On va utiliser pour notre étude la version **ETABS2016 V 16.2.1**

➤ Modélisation

La modélisation de la structure est effectuée comme suit :

Les éléments en portique (Poteaux-poutres) ont été modélisés par des éléments finis de type « Frame ». Les planchers (à corps creux ou à dalle pleine), les volées, les paliers et les voiles ont été modélisés par des éléments finis surfaciques « Shell »

Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides, pour affecter ces diaphragmes on utilise l'option du logiciel « diaphragme »

Le chargement statique est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q) sous forme des charges surfaciques sont appliquées sur les planchers et l'escalier

Le chargement dynamique est obtenu par l'application de spectre de réponse dans les deux sens et définition de cas de charge dynamique (E_x et E_y)

La masse dynamique de la structure est calculée selon le RPA 99 de la manière suivante :

$$m = m_G + \beta m_Q$$

$$\text{Avec } \begin{cases} m_G : \text{masse due aux charges permanentes} \\ m_Q : \text{masse due aux charges d'exploitations} \\ \beta : \text{coefficient de pondération donnée par le tableau 4.5 du RPA} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \beta = 0,2 \text{ étages habitation.} \\ \beta = 0,3 \text{ étages service} \end{cases}$$

Cette masse sera définie dans le logiciel en utilisant l'option « mass source »

La masse des éléments concentrés non structuraux comme l'acrotère et les murs extérieurs a été répartie sur les poutres concernées.

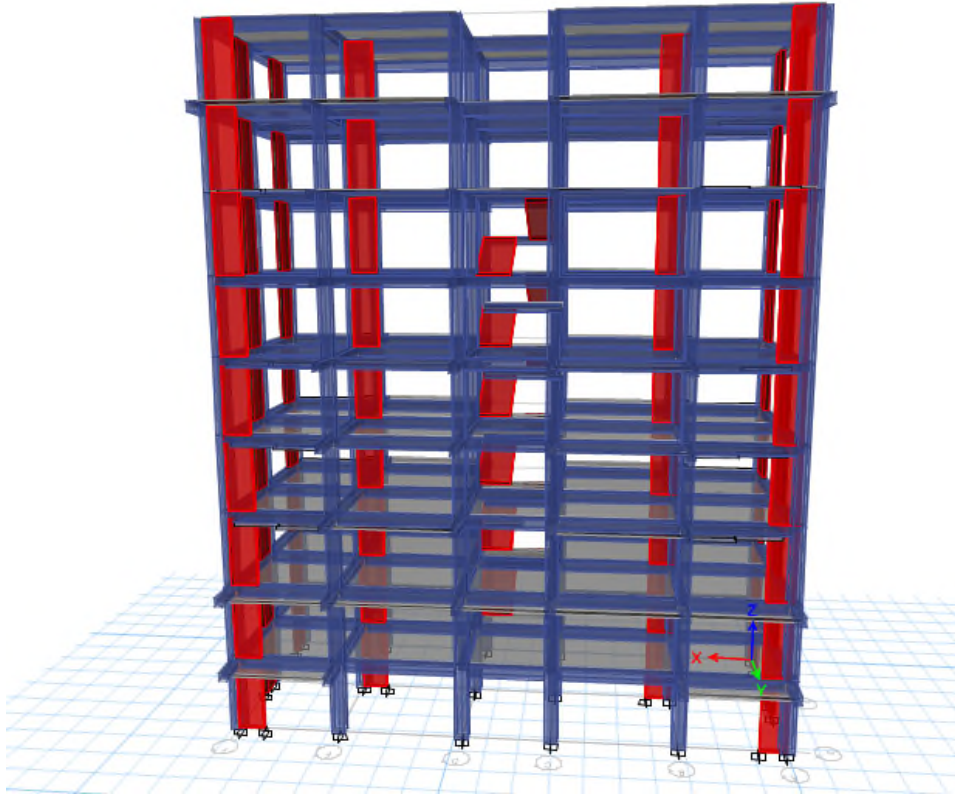


Figure III. 1 Vue en 3D du la structure

III.2 Choix de la méthode de calcul des forces sismiques

Selon l'article 4.1.1 du RPA 99/version 2003, les méthodes utilisables pour le calcul des forces sismiques sont :

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

Notre bâtiment est irrégulier en plan et dépasse 23m, donc selon l'article 4.1.2 du RPA99 la MSE (Méthode Statique Equivalente) n'est pas permise. Il faut donc utiliser la méthode d'analyse modale spectrale en utilisant un spectre de réponse défini par le RPA. Néanmoins à cause de certaines vérifications nécessaires (comme la vérification de la résultante sismique à la base) il est indispensable de passer par la MSE.

III.3 Méthode d'analyse modale spectrale

Le principe de cette méthode c'est de rechercher 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. Parmi ces hypothèses :

- ❖ Les plancher et les fondations doivent être rigides
- ❖ Les masses sont concentrées au niveau de centre de gravité des planchers

III.3.1 Spectre de réponse

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{formule 4.13 du RPA})$$

Tel que :

- ✓ g : la constante gravitationnelle
- ✓ A : coefficient d'accélération de la zone, dépend de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment donner par le tableau 4.1 du RPA99

Pour notre Cas $\begin{cases} \text{zone IIa} \\ \text{groupe d'usage 2} \end{cases} \Rightarrow A = 0,15$

- ✓ η : facteur de correction d'amortissement :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \text{ avec } \xi : \text{ est le pourcentage d'amortissement critique}$$

D'après le tableau 4.2 du RPA : $\begin{cases} \text{Portiques en béton armé : } \xi = 7\% \\ \text{Voiles en béton armé : } \xi = 10\% \end{cases}$

Donc pour une construction mixte (Portiques-voiles) on prend la moyenne : $\xi = 8,5\%$.

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8,5}} = 0,82$$

- ✓ R : coefficient de comportement global de la structure, dépend du type de contreventement donné par le tableau 4.3 du RPA99

Pour ce projet, le contreventement est mixte portiques-voiles avec interaction $\Rightarrow R = 5$.

✓ **Q** : le facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \dots \dots (formule 4.4 du RPA99)$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le **tableau 4.4 du RPA99**

Les valeurs de « P_q » selon le sens considéré :

Tableau III. 1 Les valeurs des pénalités

Sens Critère	X-X		Y-Y	
	Observation	Pénalité	Observation	Pénalité
1. Condition minimale sur les files de contreventement	☒	0,05	☒	0,05
2. Redondance en plan	☒	0,05	☒	0,05
3. Régularité en plan	☑	0	☒	0,05
4. Régularité en élévation	☒	0,05	☒	0,05
5. Contrôle de qualité des matériaux	☑	0	☑	0
6. Contrôle de qualité d'exécution	☑	0	☑	0
La somme	/	0,15	/	0,20

Donc: $Q_x = 1,15$.

$Q_y = 1,20$.

✓ **T_1 et T_2** : sont les périodes caractéristiques associée à la catégorie du site donnée par le tableau 4.7 du RPA99

Pour notre projet le sol est ferme (S2) $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,40 \text{ s} \end{cases}$

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

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times H_n^{\frac{3}{4}} \dots \dots \dots (1) ; (formule 4.6 du RPA) \\ T = \frac{0.09 \times H_n}{\sqrt{D}} \dots \dots \dots (2) ; (formule 4.7 du RPA) \end{cases}$$

H_n : la hauteur total du batiment = 27,54m.

C_T : coefficient qui dépend du type de contreventement et du remplissage .

Notre cas : $C_T = 0.05$ (3eme cas) tableau 4.6 du RPA

D : la distance du batiment mesuré à la base dans la dérèction considérée.

$$\begin{cases} D_x = 21m \\ D_y = 7,75m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = \min(0,6s ; 0,54s) = 0,54s \\ T_y = \min(0,6s ; 0,89s) = 0,6s \end{cases}$$

Notre spectre de réponse aura l'allure suivante :

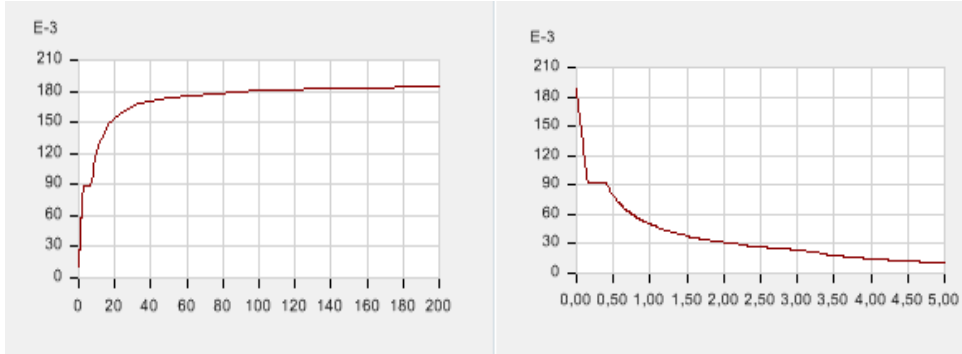


Figure III. 2 Spectre de réponse

III.3.2 Disposition des voiles

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion accidentelle, plusieurs dispositions ont été testées dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant à la fois : une bonne répartition des charges entre portiques et voiles et les contraintes architecturales de la structure.

La disposition que nous avons adoptée est représentée sur la figure qui suit :

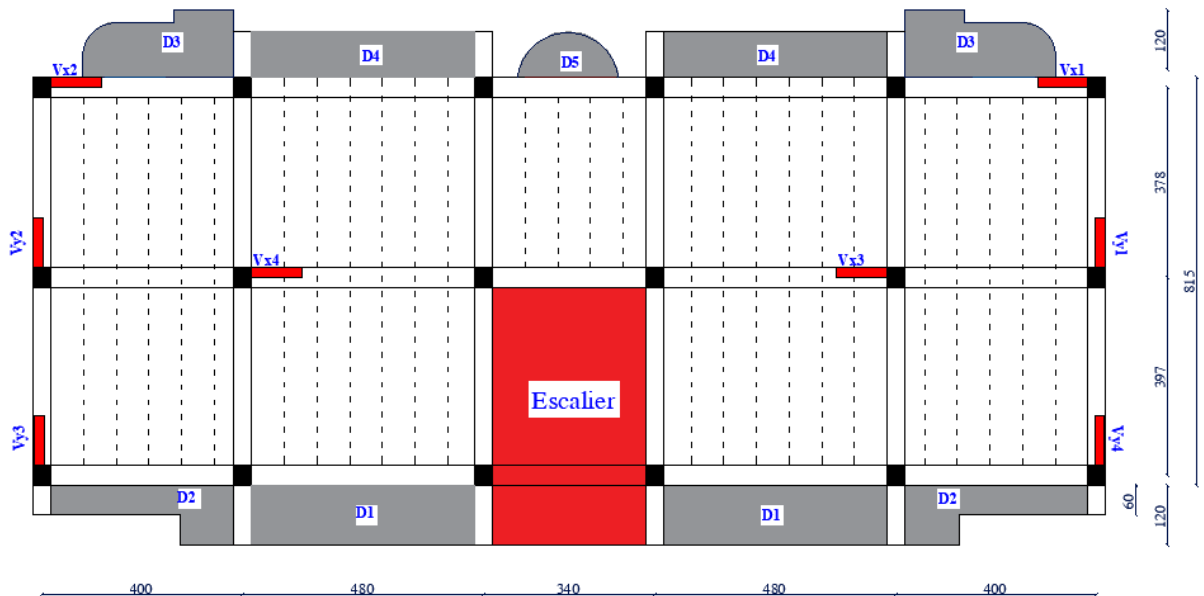


Figure III. 3 La disposition des voiles

III.3.3 Les résultats de l'analyse modale

Les résultats obtenus suite à l'analyse dynamique effectuée sur le logiciel " ETAPS " sont représentées dans le tableau suivant :

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

Mode	Période Sec	Masses modales en %			Masses modales cumulées en %		
		Sens X UX	Sens Y UY	Sens Z UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0,924	0,0003	0,7648	0	0,0003	0,7648	0
2	0,813	0,7794	0,0003	0	0,7797	0,7651	0
3	0,802	0,0011	0,00002464	0	0,7807	0,7651	0
4	0,295	0,00001599	0,12	0	0,7808	0,8852	0
5	0,267	0,1041	0,000009919	0	0,8849	0,8852	0
6	0,245	0,006	0,00000134	0	0,8909	0,8852	0
7	0,156	0,000001518	0,0475	0	0,8909	0,9326	0
8	0,146	0,0419	0	0	0,9328	0,9326	0

Le comportement de la structure lors des trois premiers modes sont représentées dans les figures suivantes :

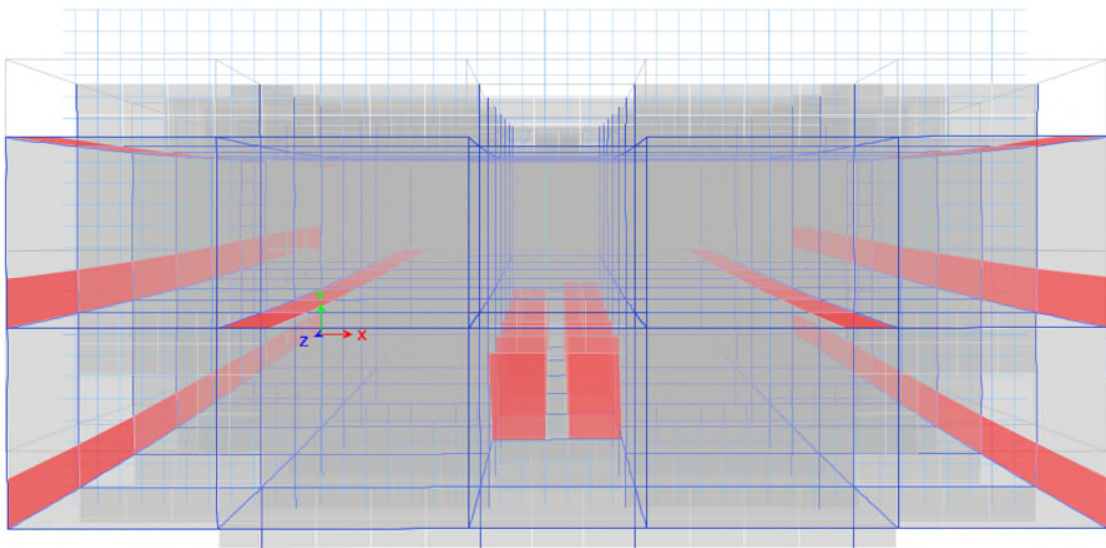


Figure III. 4 Mode propre n° 01

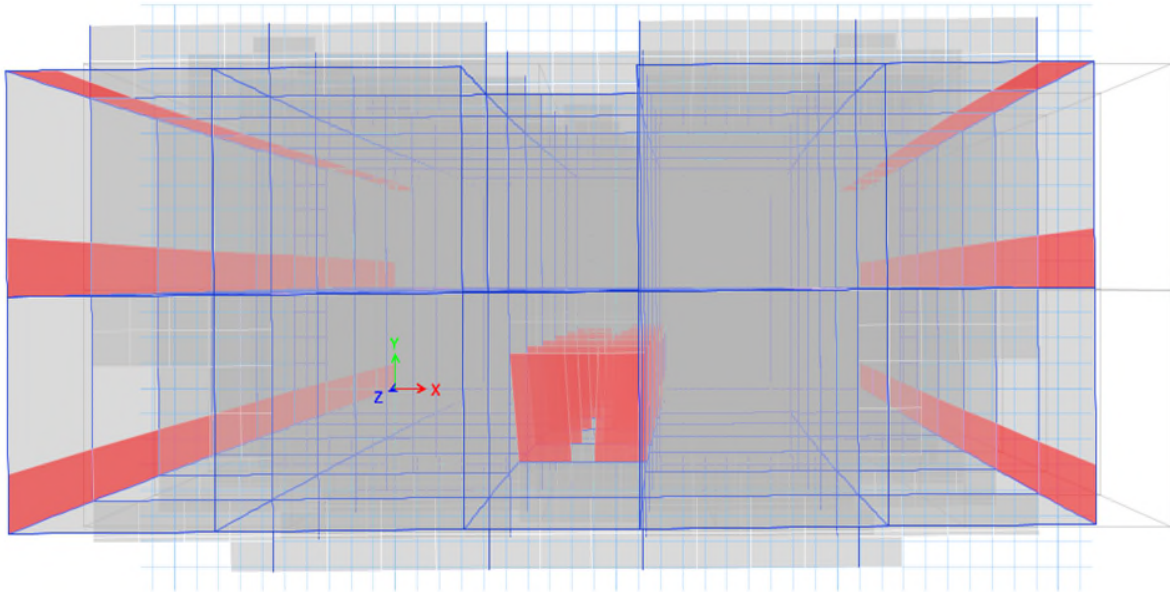


Figure III. 5 Mode propre n°02

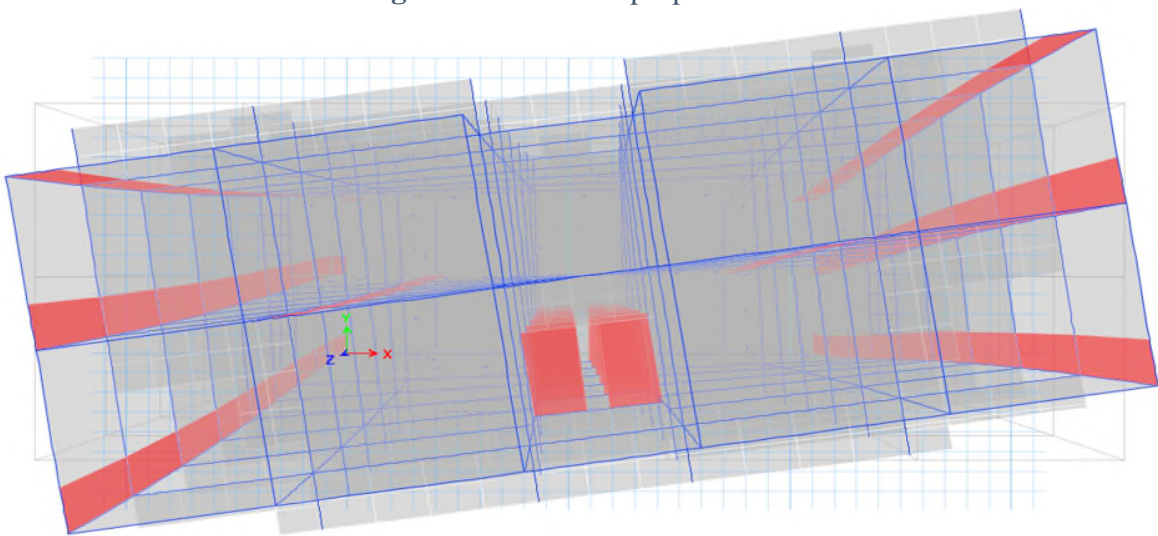


Figure III. 6 Mode propre n°03

Les résultats présentés dans Tableau et les figures montrent que :

- Le premier mode (Figure IV.4) est un mode de translation suivant le sens X avec un taux de participation massique de 77,94 % dans cette direction
- Le deuxième mode (Figure IV.5) est un mode de translation suivant le sens Y avec un taux de participation massique de 76,48 % dans cette direction
- Le troisième mode (Figure IV.6) est un mode de rotation autour l'axe Z

- La condition du RPA99/version 2003 (Article 4.3.4) sur le nombre de mode à retenir pour atteint 90% dans les deux directions est vérifiée à partir le huitième mode dans la direction X et le septième mode dans la direction Y.

Interprétation des résultats

On constate d’après les résultats obtenus qu’on a un bon comportement de la structure lors d’un séisme (Translation dans le deux premier mode et rotation dans le troisième mode), on voit bien aussi que la condition (4.3.1) du RPA 99 est observée.

III.4 Vérification Vis-à-vis de RPA93/version 2003

III.4.1 La résultante des forces sismiques de calcul

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

Si $V_{dyn} < 0,8 V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0,8V_{st}/V_{dyn}$

- **Calcul de V_{st}** : il est calculé en utilisant la méthode statique équivalent :

Selon l’article 4.2.3 du RPA99, V_{st} est calculée dans les deux directions selon la formule suivante :

$$V_{st} = \frac{A * D * Q}{R} * W \dots \text{formule 4.1 du RPA99}$$

- ✓ A, Q, R sont déjà calculer dans la partie 3.1 $\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15 \\ Q_x = 1,15 \\ Q_y = 1,20 \\ R = 5 \end{array} \right.$
- ✓ D : facteur d’amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du cite ; la période fondamentale de la structure « T » et le facteur de correction d’amortissement « η ».

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & \dots \dots \dots \text{si: } 0 \leq T \leq T_2. \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \dots \dots \dots \text{si: } T_2 \leq T \leq 3s. \dots \dots \text{(formule 4.2 RPA99)} \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \dots \dots \dots \text{si: } T \geq 3s. \end{cases}$$

$$\eta = 0,82 \text{ et } \begin{cases} T_2 < T_x = 0,54 s < 3s \Rightarrow Q_x = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \\ T_2 = 0,5 < T_y = 0,6 < 3s \Rightarrow Q_y = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Q_x = 1,67 \\ Q_y = 1,55 \end{cases}$$

- ✓ W : poids total de la structure, est égal à la somme des poids W_i calculer à chaque niveau « i » :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec: } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \dots \dots \dots \text{(formule 4.5 du RPA).}$$

W_{Gi} : le poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : poids dû aux charges d'exploitations

β : coefficient de pondération, donnée par le tableau 4.5 du RPA99

Pour notre projet nous avons bâtiment d'habitation $\Rightarrow \beta = 0,2$

Le poids total de la structure est extrait directement de logiciel d'analyse ETAPS :

$$W = 16875,9KN$$

$$D'ou: V_{st} : \begin{cases} V_{st}^x = 0,15 * 1,67 * 1,15 * \frac{16875,9}{5} = 972,3KN \\ V_{st}^y = 0,15 * 1,55 * 1,20 * \frac{16875,9}{5} = 941,67KN \end{cases}$$

$$D'apres le logiciel ETAPS : \begin{cases} V_{dyn}^x = 546,09KN \\ V_{dyn}^y = 704,89KN \end{cases}$$

La vérification de la force sismique exigée par l'article 4.3.6 du RPA99 est illustrée dans le tableau suivant :

Tableau III. 3 Vérification de la force sismique à la base.

Sens	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	Observation ($V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$)
XX	546,09	972,3	777,84	Non Observée
YY	704,89	941,67	743,34	Non Observée

$$\frac{V_{dyn}}{V_{st}} < 0,8 \text{ donc les paramètres de la réponse calculés ne sont pas majorés.}$$

III.4.2 Justification de l'interaction portique - voiles

L'article 3.4.4.a du RPA99 exige pour les constructions mixte (portiques voiles) la justification de l'interaction suivante :

➤ **Sous charges Verticales**

- ▶ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations
- ▶ Les portiques doivent reprendre, au moins 80% des sollicitations

➤ **Sous charges horizontales**

- ▶ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 75% des sollicitations
- ▶ Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations

Les résultats obtenus sont illustrés dans les deux tableaux suivants :

Tableau III. 4 Interaction portique-voiles sous charge verticale

Etages	Charge verticales reprise par KN		Pourcentage %	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Sous sol 2	15306,46	3561,37	81,12	18,88

Tableau III.5 Interaction portiques-voiles sous charge horizontales

Etages	Charge horizontale reprise par KN				Pourcentage %			
	Portiques		Voiles		Portiques		Voiles	
	XX	YY	XX	YY	XX	YY	XX	YY
Duplex 6	74,227	83,424	5,4729	54,370	93,13	60,54	6,87	39,46
Duplex 5	111,71	122,24	65,307	140,02	63,11	46,61	36,89	53,39
Etage 4	143,44	140,93	86,203	125,58	62,46	52,88	37,54	47,12
Etage 3	207,64	177,82	89,449	147,14	69,89	54,72	30,11	45,28
Etage 2	229,95	190,63	123,47	181,99	65,06	51,16	34,94	48,84
Etage 1	270,14	239,65	127,32	171,18	67,97	58,33	32,03	41,67
RDC	270,75	240,64	160,62	206,89	62,76	53,77	37,24	46,23
Sous sol 1	314,70	266,54	155,02	224,65	67,00	54,26	33,00	45,74
Sous sol 2	212,73	245,25	335,,18	460,33	38,83	34,76	61,17	65,24

On voit bien que l'interaction entre les portiques et les voiles sous charge verticale et horizontales est observées dans les différents niveaux de la structure.

III.4.4 Vérification de l'effort normal réduit

Selon l'article 7.4.3.1 du RPA99 l'effort normal réduit doit être vérifié afin de limiter le risque de rupture fragile sous l'action sismique. Ce dernier est limité par la formule suivante :

$$v = \frac{N_{dyn}}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \dots \text{formule 7.2 du RPA.}$$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} N_{dyn}: \text{l'effort normal obtenu par les combinaisons accidentelles} \\ B_c: \text{section brute du béton} \end{array} \right.$

Tableau III. 6 Vérification de l'effort normal réduit

Etage	b * h(cm ²)	B _c (m ²)	N _{dyn} (KN)	v	Observation (v ≤ 0,3)
Duplex 6	40×40	0,16	114,45	0,029	<i>vérifiée</i>
Duplex5	40×45	0,18	251,54	0,056	<i>vérifiée</i>
Etage4	40×45	0,18	429,03	0,095	<i>vérifiée</i>
Etage 3	45×45	0,2025	633,63	0,125	<i>vérifiée</i>
Etage 2	45×45	0,2025	854,37	0,169	<i>vérifiée</i>
Etage 1	45×50	0,225	1098,19	0,195	<i>vérifiée</i>
RDC	45×50	0,225	1357,38	0,241	<i>vérifiée</i>
Sous sol 1	50×50	0,25	1582,16	0,253	<i>vérifiée</i>
Sous sol 2	50×50	0,25	1654,04	0,265	<i>vérifiée</i>

Remarque : On a dû augmentée les sections des poteaux lors de la vérification de l'effort normal réduit.

III.4.5 Justification vis-à-vis des déformations

Selon l'article 5.10 du RPA99, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots \text{Article 4.4.3 du RPA99}$$

$$\text{Avec } \delta_k = R * \delta_{eK} \dots \text{formule 4.19 du RPA99}$$

tel que δ_{eK} : déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effort de torsion)

Remarque : Le logiciel ETPAS nous donne directement le rapport Δ_k/h_k à l'aide de l'option "max story drift", donc il suffit juste de multiplier ce rapport fois $R=5$ et le vérifier à 0,1%

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau suivant

Tableau III. 7 Vérification des déformations (déplacements)

Niveaux	$h_k(m)$	Sens XX			Sens YY		
		$\frac{\Delta_k}{h_k} * 10^{-4}$	$\left(\frac{\Delta_k}{h_k}\right) R$	Observation	$\frac{\Delta_k}{h_k} * 10^{-4}$	$\left(\frac{\Delta_k}{h_k}\right) R$	Observation
S.SOL 2	3,06	3,11	0,001555	Observé	3,71	0,001855	Observé
S.SOL 1	3,06	6	0,00300	Observé	7,51	0,003755	Observé
RDC	3,06	6,75	0,003375	Observé	8,65	0,004325	Observé
Etage 1	3,06	10,98	0,003345	Observé	8,82	0,004410	Observé
Etage 2	3,06	6,26	0,003130	Observé	8,53	0,004265	Observé
Etage 3	3,06	5,54	0,002770	Observé	7,84	0,003920	Observé
Etage 4	3,06	4,71	0,002355	Observé	6,97	0,003485	Observé
Duplex5	3,06	3,69	0,001845	Observé	5,97	0,002985	Observé
Duplex6	3,06	2,67	0,001335	Observé	4,77	0,002385	Observé

III.4.6 Justification vis-à-vis à l'effet de P-Δ

Selon l'article 5.9 du RPA99 les effets du 2eme ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas où la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

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

$$P_k = \sum_{i=k}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi} \text{ Et } V_k = \sum_{i=k}^n F_i : \text{effort tranchant d'etages } k.$$

Δ_k : Le déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 ; h_k : la hauteur d'étage k

Si : $0,1 < \theta \leq 0,2$, L'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant l'effet de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Si: $\theta_k > 0,2$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de la vérification de P- Δ sont représentés dans le tableau qui suit

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

Etage	$h_k(m)$	$P_k (KN)$	Sens XX			Sens YY		
			$V_k (KN)$	$\left(\frac{\Delta_k}{h_k}\right)_R$	θ	V_k	$\left(\frac{\Delta_k}{h_k}\right)_R$	θ
S.SOL 2	3,06	16796,67	780,914	0,00155	0,033	754,234	0,00185	0,041
S.SOL 1	3,06	15121,48	771,235	0,00300	0,058	737,662	0,00375	0,078
RDC	3,06	13119,79	738,502	0,00337	0,059	694,824	0,00432	0,081
Etage 1	3,06	11144,28	682,092	0,00334	0,054	637,843	0,00441	0,077
Etage 2	3,06	9183,357	603,070	0,00313	0,047	567,079	0,00426	0,069
Etage 3	3,06	7251,309	503,373	0,00277	0,039	487,422	0,00392	0,058
Etage 4	3,06	5319,261	385,675	0,00235	0,032	393,469	0,00348	0,047
Duplex5	3,06	3376,369	252,640	0,00184	0,024	279,778	0,00298	0,036
Duplex6	3,06	1532,827	112,404	0,00133	0,018	143,838	0,00238	0,025

On voit bien que pour tous les niveaux $\theta < 0,1$ donc on peut négliger l'effet de P - Δ

III.5 Les dimensionnes finales des éléments structuraux

Les sections définitives des éléments structuraux de notre structure sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III. 9 Dimensionnes finales des éléments structuraux

Etages		sous sol 2+1	RDC+Etage1	Etage 2 +3	Etage 4 +Duplex 5	Duplex 6
Poteaux (cm ²)		50×50	50×45	45×45	45×40	40×40
Voiles (cm ²)	Vx1	18×100				
	Vx2	18×100				
P-P		35×40				
P-S		30×35				

Conclusion

A partir de cette étude dynamique, nous constatons que notre bâtiment étudié remplit toutes les exigences imposées par le règlement parasismique algérien (RPA99/2003), à savoir : (la résultante des forces sismiques, la vérification de la stabilité au renversement, l'interaction entre les portiques et les voiles ...)

A partir de ce constat, nous pouvons en conclure que notre bâtiment présente une conception parasismique saine avec des dimensions des éléments structuraux adéquates.

Introduction

La construction résiste au séisme grâce aux éléments principaux (Poteaux, Poutres et voiles). Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrailés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations.

Les Sollicitations nécessaires pour le ferrailage de ces éléments sont tirées directement du logiciel "ETAPS" et filtré dans le logiciel "Excel".

L'étude de ces derniers sera menée selon les règles de calcul (RPA99 et CBA93).

IV.1 Etude des Portiques

IV.1.1 Etude des Poteaux

Le poteau est soumis à un effort normal "N" et deux moments de flexion (M2 et M3) ; donc leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons des sollicitations les plus défavorable introduits déjà dans le logiciel d'analyse des structures "ETPAS 2016" dans l'ordre suivant :

$$\begin{aligned} & \left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots ELU \\ G + Q \dots ELS \\ \left\{ \begin{array}{l} 0,8G \pm E_{X \text{ et } Y} \dots ELA \\ G + Q \pm E_{X \text{ et } Y} \dots ELA \end{array} \right. \end{array} \right. \end{aligned}$$

Le ferrailage adopté pour les poteaux sera le maximum entre ces trois couples de sollicitations :

$$\begin{cases} N^{max} \rightarrow M_{correspondant} \dots A1 \\ M^{max} \rightarrow N_{correspondant} \dots A2 \\ N^{min} \rightarrow M_{correspondant} \dots A3 \end{cases} \Rightarrow A_{opté} = \max(A1 ; A2 ; A3)$$

IV.1.1.1 Recommandations du RPA99/version 2003

A. Armatures longitudinales

Selon l'article 7.4.2.1 du RPA99/ version 2003

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal sera pour la zone II de : **0,8% de la section de béton.**
- Leur pourcentage maximal sera de :

$$\begin{cases} 4\% \text{ de la section de béton en } \mathbf{zone courante} \\ 6\% \text{ de la section de béton en } \mathbf{zone de recouvrement} \end{cases}$$

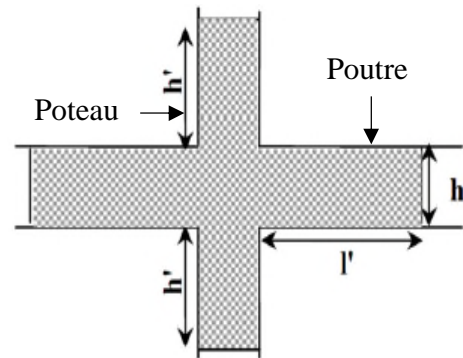
- Le diamètre minimum est \emptyset_{12} .
- La longueur minimale des recouvrements pour la **zone II** est : **40 \emptyset .**
- L'écartement des barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm en zone II.**

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

La zone nodale est définie par :

$$\begin{cases} h' = \text{Max}\left(\frac{he}{6}; h1; b1; 60\right) \\ l' = 2h \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} he: c'est\ la\ hauteur\ d'étage \\ b1\ et\ h1\ sont\ les\ dimensionnes\ du\ poteau \end{cases}$



B. Armatures Transversales

Selon l'article 7.4.2.2 du RPA99/ version 2003

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

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho * V_u}{h1 * f_e} \dots \text{Formule 7.1 de RPA99}$$

Avec : V_u : effort tranchant de calcul

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la repture par V_u

$$\rho = \begin{cases} 2,5\ si\ \lambda_g \geq 5 \\ 3,75\ Si\ \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g: \text{elancement géométrique de poteau}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a}\ \text{ou}\ \frac{l_f}{b}\right) \quad \text{avec } \begin{cases} l_f: \text{longueur de flambement} \\ a; b \text{ sont les dimensionnes de la section droite du poteau} \end{cases}$$

S_t : l'espacement des armatures transversales ; sa valeur maximal est fixé pour la zone II par:

$$S_t = \begin{cases} S_t \leq \text{Min} (10 \phi_l; 15\text{cm}) \dots \text{dans la zone nodale} \\ S_t \leq 15 \phi_l \dots \text{dans la zone courante} \end{cases}$$

Avec ϕ_l : c'est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

la section d'armatures transversales minimal est :

$$A_{tr}^{min} = \begin{cases} 0,3\% (S_t * b1) \dots \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (S_t * b1) \dots \text{Si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Intrpoler entre les deux limite précédentes} \dots \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent être fermée par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_l^{min}$.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombres et diamètre ($\phi_{Cheminées} > 12\ \text{cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur de poteau.

IV.1.1.2 Sollicitations de calcul

Les sollicitations nécessaires pour le ferrailage des poteaux sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 1 Sollicitations Maximum dans les Poteaux

Poteaux		s. sol 2 s. sol 1	RDC 1 ^{er} étage	2 ^{eme} Étage 3 ^{eme} Étage	4 ^{eme} Étage Duplex 5	Duplex 6
Section (cm * cm)		50*50	45*50	45*45	40*45	40*40
$N^{max} \rightarrow M_{corr}$	N (KN)	1687,72	1383,60	924,71	511,95	138,66
	M (KN.m)	33,90	85,29	20,63	15,45	1,84
$M^{max} \rightarrow N_{corr}$	M (KN.m)	91,87	85,29	64,77	46,08	38,46
	N (KN)	683,80	1383,60	476,21	279,78	61,16
$N^{min} \rightarrow M_{corr}$	N (KN)	-211,85	69,04	67,81	6,97	-15,69
	M (KN.m)	48,56	13,04	16,54	11,89	16,52
V_u (KN)		88,34	100,54	67,46	51,15	27,31
$M^{Serv} \rightarrow N_{Ser}$	M (KN.m)	22,04	31,63	32	27,21	24,87
	N (KN)	1173	982,81	670	371,37	101,57

Remarques

-les efforts normaux avec un signe négatif sont des efforts de **traction** ; les autres sont des efforts de **compression**

-les moments illustrés dans le tableau sont les maximums entre les moments suivant le sens 2 et celles suivant le sens 3

IV.1.1.3 Calcul de ferrailage

Pour le calcul de ferrailage Nous allons exposer un exemple de calcul pour les poteaux du niveau entre sol 2, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront données dans un tableau récapitulatif.

Exemple de calcul

➤ Armatures Longitudinales

Données : $b = 50\text{cm}$, $h = 50\text{cm}$, $d' = 2\text{cm}$, $d = 48\text{cm}$, $F_{bu} = 18,48\text{ MPA}$, F_{PN} , F_C

1^{er} CAS: calcul sous $N^{max} = 1687,72\text{ KN}$ (Compression) $\rightarrow M_{corr} = 48,56\text{ KN.m}$

$$e_g = \frac{M}{N} = 2,87\text{ cm} < \frac{h}{2} = 25\text{ cm} \Rightarrow \text{le centre de pression } C \text{ est à l'intérieur de section}$$

$$\text{On a : } M_{UA} = M_{UG} + N \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{UA} = 436,73\text{ KN.m}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} N(d - d') - M_{UA} = 339,62 \text{ KN.m} \dots (I) \\ (0,337h - 0,81d')bhF_{bu} = 703,62 \text{ KN.m} \dots (II) \end{cases} \Rightarrow (I) < (II) \Rightarrow \text{SPC}$$

La section est partiellement comprimée ; le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\text{le moment réduit } \mu_{bu} \rightarrow \mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b * d^2 * F_{bu}} \Leftrightarrow \mu_{bu} = \frac{436,73 * 10^{-3}}{0,5 * 0,48^2 * 18,48} = 0,205$$

$$\mu_{bu} = 0,205 > 0,186 \text{ (Pivot B)}$$

$$\text{On a } \varepsilon_l = 2\text{‰} \Rightarrow \alpha_l = 0,64 \Rightarrow \mu_l = 0,38 > \mu_{bu} = 0,205 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{calcul du } \alpha \rightarrow \alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}) \Leftrightarrow \alpha = 0,289 \Rightarrow Z = 0,42\text{m}$$

$$\varepsilon_{St} = 7,27 \text{‰} > \varepsilon_l = 2\text{‰} \Rightarrow F_{st} = Fe/\gamma_s = 400\text{MPA}$$

$$A_{F.S} = \frac{M_{UA}}{Z * F_{st}} = 25,95 \text{ cm}^2$$

$$\text{On revient à la F.C : } A_{F.C} = A_{F.S} - \frac{N}{F_e} = -16,25 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow \text{pas nécessaire d'armatures}$$

$$A_{min}^{BEAL} = 0,23 * b * d * F_{t28}/f_e \Rightarrow A_{min}^{BEAL} = 2,9 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{2^{eme} CAS : Calcul sous } M^{max} = 91,87 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corr} = 683,80 \text{ KN (compression)}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 13,43 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{le centre de pression } C \text{ est à l'intérieur de section}$$

$$\text{On a : } M_{UA} = M_{UG} + N \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{UA} = 249,14 \text{ KN.m}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} N(d - d') - M_{UA} = 65,40 \text{ KN.m} \dots (I) \\ (0,337h - 0,81d')bhF_{bu} = 703,63 \text{ KN.m} \dots (II) \end{cases} \Rightarrow (I) < (II) \Rightarrow \text{SPC}$$

La section est partiellement comprimée ; le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = 0,117 < 0,186 \text{ (Pivot A)} \Rightarrow F_{st} = Fe/\gamma_s = 400\text{MPA}$$

$$\mu_l = 0,38 > \mu_{bu} = 0,117 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,156 \\ Z = 0,45\text{m} \end{cases} \Rightarrow A_{F.S} = \frac{M_{UA}}{Z * F_{st}} = 13,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{On revient à la F.C : } A_{F.C} = A_{F.S} - \frac{N}{F_{st}} = -3,25 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow \text{pas nécessaire d'armatures}$$

$$\mathbf{3^{eme} CAS: calcul sous } N^{min} = 211,85 \text{ KN (Traction)} \rightarrow M_{corr} = 48,56\text{KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 22,92 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{le centre de pression } C \text{ est à l'intérieur de section}$$

le centre de pression C est à l'intérieure et N est un effort de traction \Rightarrow SET

$$\text{Calcul de } e_1 \text{ et } e_2: \begin{cases} e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G \Rightarrow e_1 = 45,92 \text{ cm} \\ e_2 = (d - d') - e_1 \Rightarrow e_2 = 0,08 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{calcul de } A_1 \text{ et } A_2: \begin{cases} A_1 = \frac{N * e_2}{f_{s10}(d - d')} \\ A_2 = \frac{N * e_1}{f_{s10}(d - d')} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_1 = 9,21 * 10^{-4} \text{ cm}^2 \\ A_2 = 5,28 \text{ cm}^2 \end{cases} \text{ avec } f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_{min}^{BEAL} = \frac{B * f_{t28}}{f_e} = 13,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{conclusion : } \begin{cases} \text{Pour 1}^{\text{er}} \text{ CAS: } A = A_{min}^{BEAL} = 2,9 \text{ cm}^2 (A_{choisi} \text{ sera mise dans une face}) \\ \text{Pour 2}^{\text{eme}} \text{ CAS: } A = A_{min}^{BEAL} = 2,9 \text{ cm}^2 (A_{choisi} \text{ sera mise dans une face}) \\ \text{Pour 3}^{\text{eme}} \text{ CAS: } A = A_{min}^{BEAL} = 13,13 \text{ cm}^2 (A_{choisi} \text{ sera mise dans toute la section}) \end{cases}$$

la section à prendre: $A = \max$ entre les trois cas = $13,13 \text{ cm}^2$

$$\text{Choix d'armatures : } A_{choisi}: \begin{cases} A_{choisi}^{1 \text{ face}} = 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2 \dots \text{ dans une face} \\ A_{choisi}^{totale} = 12HA12 = 13,57 \text{ cm}^2 (\text{dans toute la section}) \end{cases}$$

$$A_{min}^{RPA} = 0,8\% (b * h) = 20 \text{ cm}^2 > A_{choisi} = 13,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On ferraille avec } A_{min}^{RPA}$$

$$\text{Choix Final : } A_{opté}: \begin{cases} A_{opté}^{1 \text{ face}} = 3HA16 + 1HA14 = 7,57 \text{ cm}^2 \dots \text{ dans une face} \\ A_{opté}^{totale} = 8HA16 + 4HA14 = 22,24 \text{ cm}^2 \dots \text{ dans toute la section} \end{cases}$$

$$A_{max}^{RPA}: \begin{cases} \text{Pour la zone courante : } A_{max}^{RPA} = 4\% (b * h) = 100 \text{ cm}^2 > A_{opté} = 22,24 \text{ cm}^2 \checkmark \\ \text{Pour la zone de recouvrement: } A_{max}^{RPA} = 6\% (b * h) = 150 \text{ cm}^2 > A_{opté} = 22,24 \text{ cm}^2 \checkmark \end{cases}$$

➤ **Armatures Transversales**

$$\frac{A_{tr}}{S_t} = \frac{\rho * V_u}{h1 * f_e} \dots \text{Formule 7.1 de RPA99 avec } \begin{cases} V_u = 88,34 \text{ KN} \\ h1 = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_t: \begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t^{Z.n} \leq \text{Min} ((10 \phi_l; 15 \text{ cm}) = \text{Min}(10 * 1,4; 15) \Rightarrow \begin{cases} S_t^{Z.n} = 10 \text{ cm} \\ S_t^{Z.C} = 15 \text{ cm} \end{cases} \\ \text{Zone Courante: } S_t^{Z.C} \leq 15 \phi_l = 15 * 1,4 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right) = \frac{0,7 * 2,66}{0,5} = 3,72 < 5 \Rightarrow \rho = 3,75$$

$$D'ou A_t = S_t * \frac{\rho * V_u}{h1 * f_e} = 0,15 * \frac{3,75 * 88,34 * 10^{-3}}{0,5 * 400} \Rightarrow A_{tr} = 2,48 \text{ cm}^2$$

Calcul de section transversal minimale:

$$\lambda_g < 5 \Rightarrow A_{tr}^{min} = 0,5\% (S_t * b1) = 0,5\% (0,15 * 0,5) \Rightarrow A_{tr}^{min} = 3,75 \text{ cm}^2 > A_t = 2,48 \text{ cm}^2$$

Choix : Soit un 3 cadre de $\phi_8 \Rightarrow 6HA10 = 4,71 \text{ cm}^2$

D'après le code de béton armé (CBA 93. Art A7.1.3) ; le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \phi_l^{max}/3 \Rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm} > 16/3 = 5,33 \text{ mm} \dots \text{Vérifiée}$$

Les résultats de ferrailage longitudinal et transversal des poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 2 Ferrailage longitudinal et Transversal des poteaux

Poteaux	S.sol 2+S.sol1	RDC + Etage 1	Etage 2 + 3	Etage 4 +DUPLEX 5	Duplex 6
Armatures Longitudinales					
$b * h (cm^2)$	50*50	45*50	45*45	40*45	40*40
Type de section	SET	SPC	SPC	SPC	SPC
$A_{cal}(cm^2)$	5,28	0	0,1	0	1,30
$A_{min}^{BEAL}(cm^2)$	13,13	2,61	2,33	2,31	1,83
$A_{Choisi}^{1face}(cm^2)$	4HA12=4,52	3HA12=3,39	3HA12=3,39	3HA12=3,39	3HA12=3,39
$A_{Choisi}^{totale}(cm^2)$	12HA12=13,57	8HA12=9,05	8HA12=9,05	8HA12=9,05	8HA12=9,05
$A_{min}^{RPA}(cm^2)$	20	18	16,2	14,4	12,8
$A_{max}^{RPA}(cm^2)$	Z.C	100	90	81	72
	Z.R	150	135	121	108
$A_{Opté}^{1face}(cm^2)$	3HA16+1HA14 =7,57	4HA14 =6,16	3HA14+1HA12 5,75	1HA14+3HA12 4,93	4HA12 =4,52
$A_{Opté}^{totale}(cm^2)$	8HA16+4HA14 =22,24	12HA14 =18,47	8HA14+4HA12 =16,84	8HA12+4HA14 =15,21	12HA12 =13,57
Armatures Transversales					
$V_u(KN)$	88,34	100,54	67,46	51,15	27,31
$\phi_l^{min}(cm)$	1,4	1,2	1,2	1,2	1,2
$S_t(cm)$	Z.N	10	10	10	10
	Z.C	15	15	15	15
$l_f(cm)$	186,2	186,2	186,2	186,2	186,2
λ_g	3,72	3,72	4,13	4,13	4,65
ρ	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
$A_{Tr}(cm^2)$	2,48	2,82	2,1	1,59	0,96
$A_{Tr}^{min}(cm^2)$	3,75	4,18	3,49	3,11	2,33
Choix final	6HA10=4,71	6HA10=4,71	6HA10=4,71	6HA10=4,71	6HA8=3,02

Remarques

La section minimale (A_{min}^{BEAL}) de BEAL91 pour une SET sera mise dans la section total du poteau par contre pour la SPC ; elle sera mise dans une face.

Les valeurs en bleu gras sont les sections sur laquelle on a ferrillé.

Z.N : zone nodale

Z.C : zone courante

Z.R : zone de recouvrement

IV.1.1.4 Les vérifications nécessaires **Vérification au flambement**

Selon l'article B.8.2.1 de CBA93 ; les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

La condition à vérifier est la suivante :

$$Br \geq Br^{cal} = \frac{N_u}{\alpha} * \frac{1}{(fc_{28}/0,9 * \gamma_b) + (fe * A_s/\gamma_s)}$$

$$\bullet \alpha : \text{coefficient réducteur} \Rightarrow \alpha = fct(\lambda) \Rightarrow \alpha = \begin{cases} 0,85 / 1 + 0,2 * (\frac{\lambda}{35})^2 & \dots \text{si } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ 0,6 * (\lambda/50)^2 & \dots \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\text{Telque: } \lambda = \frac{L_f}{i} \text{ avec } L_f : \text{longueur de flambement} \Rightarrow L_f = 0,7 l$$

l : hauteur libre de poteau

$$i : \text{rayon de giration} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{b * h}} \text{ tel que } I = \frac{b * h^3}{12} \text{ Donc } i = \frac{h}{2} \sqrt{\frac{1}{3}}$$

$$\bullet Br : \text{Section reduite} \Rightarrow Br = (a - 2) * (b - 2)$$

$$\bullet A_s : \text{section d'armatures} \Rightarrow A_s \in [0,8 ; 1,2] \% Br$$

L'Exemple de calcul a été déjà fait dans le chapitre II page 24 ; les résultats de calcul pour tous les poteaux de différents étages sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 3 Vérification au flambement des poteaux

Poteaux	$b * h$ (cm^2)	N_u (KN)	i (m)	λ	α	Br (m)	Br^{cal} (m)	$Br > Br^{cal}$
								Observation
S.Sol2+S.Sol1	50*50	1687,72	0,144	12,93	0,827	0,2304	0,0104	Observée
RDC + 1 ^{er} étage	45*50	1383,60	0,144	12,93	0,827	0,2064	0,090	Observée
Etage 2 + 3	45*45	924,71	0,13	14,32	0,822	0,1849	0,061	Observée
Etage 4 + Duplex5	40*45	511,95	0,13	14,32	0,822	0,1634	0,033	Observée
Duplex6	40*40	138,66	0,115	16,19	0,815	0,1444	0,009	Observée

On remarque que la condition est observée pour tous les niveaux de cette structure, donc il n'y a pas de risque de flambement.

Vérification des sollicitations normales

La formule à vérifier est :

$$v = \frac{N_{dyn}}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \dots \text{formule 7.2 du RPA99}$$

Cette vérification a déjà faite dans la partie "Étude dynamique"

Vérification des sollicitations tangentes

Selon l'article 7.4.3.2 du RPA99/version 2003 on doit vérifier la relation suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d * f_{c28} \dots \text{formule 7.3 du RPA99 Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de cette vérification sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 4 Vérification des Sollicitations tangentes des différents poteaux

Poteaux	$b * h$ (cm^2)	V_u (KN)	d (m)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$
								Observation
S. Sol 2+1	50*50	88,34	0,48	3,72	0,04	0,36	1	Observée
RDC + 1 ^{er} étage	45*50	100,54	0,48	3,72	0,04	0,46	1	Observée
Etage 2 + 3	45*45	67,46	0,43	4,13	0,04	0,35	1	Observée
Etage 4 + 5	40*45	51,15	0,43	4,13	0,04	0,29	1	Observée
Duplex 6	40*40	27,31	0,38	4,65	0,04	0,18	1	Observée

☑ Vérifications des contraintes

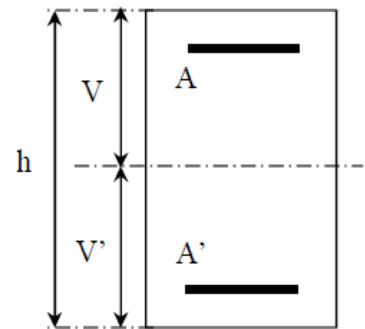
La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc la vérification se fait juste pour la contrainte de compression de béton, celle de l'acier n'est pas nécessaire :

Exemple de calcul : (Poteau de sous-sol 2)

Données : ($M_{ser} = 22,04 \text{ KN.m}$; $N_{ser} = 1173 \text{ KN}$; $A = 7,57 \text{ cm}^2$; $A' = 0$)

$$\text{les contraintes à vérifier sont: } \begin{cases} \sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} * V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} * V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(Ad + A'd')}{(b * h) + 15(A + A')} \\ V' = h - V \\ M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V\right) \\ I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 - V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2 \\ S = b * h + 15(A + A') \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \end{cases}$$



$$\begin{cases} V = 25,99 \text{ cm} \\ V' = 24,01 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{serG} = 33,65 \text{ KN.m} \\ I_{yy'} = 116915,51 \text{ cm}^4 \\ S = 2613,55 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{b1} = 11,96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \checkmark \\ \sigma_{b2} = -2,42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \checkmark \end{cases}$$

les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 5 Vérification des contraintes pour les différents poteaux

Paramètres	S.SOL2+ S.SOL1	RDC + 1 ^{er} étage	Étage 2+ 3	Étage 3 + Duplex 5	Duplex 6
Section	50*50	45*50	45*45	40*45	40*40
$M_{ser} \text{ (KN.m)}$	22,04	31,63	32	27,21	24,87
$N_{ser} \text{ (KN)}$	1173	982,81	670	371,37	101,57
$A \text{ (cm}^2\text{)}$	7,57	6,16	5,75	4,93	4,52
$A' \text{ (cm}^2\text{)}$	0	0	0	0	0
$V \text{ (cm)}$	25,99	25,91	23,33	23,31	20,73

$V' (cm)$	24,01	24,09	21,66	21,69	19,26
$M_{serG}(KN.m)$	33,65	40,57	37,56	30,22	25,61
$I_{yy'} * 10^6 (cm^4)$	116915,51	515701,46	71416,13	61489,29	234407,52
$S (cm^2)$	2613,55	2342,4	2111,25	1873,95	1667,8
$\sigma_{b1} (Mpa)$	11,96	4,19	3,29	2,09	0,61
$\sigma_{b2} (Mpa)$	-2,42	4,19	3,06	1,87	0,61
$\bar{\sigma}_{bc} (Mpa)$	15	15	15	15	15
Observation	Observée	Observée	Observée	Observée	Observée

IV.1.1.5 Disposition constructive des poteaux

- Longueurs des recouvrements :

$$L_r \geq 40\phi_l \begin{cases} \phi_l = 16mm \Rightarrow L_r = 65cm \\ \phi_l = 14mm \Rightarrow L_r = 60cm \end{cases}$$

- la longueur des crochets : $l = 10 \phi_l^{min} = 10 * 1,2 \Rightarrow l = 12cm$

- Détermination de la zone nodale

la zone nodale est déterminer comme suit $\begin{cases} h' = \text{Max}(\frac{he}{6}; h1; b1; 60) \\ l' = 2h \end{cases}$

Les résultats de calcul sont résumés dans ce tableau :

Tableau IV. 6 Les dimensionnes de la zone nodale

Poteaux		S. Sol 2+ S. Sol1	RDC + Etage 1	Etage 2 + 3	Etage 4 + Duplex 5	Duplex 6
Sections(cm^2)		50*50	45*50	45*45	40*45	40*45
$l' (cm)$	PP	80	80	80	80	80
	PS	70	70	70	70	70
$h' (cm)$		68	60	60	60	60

IV.1.2 Étude des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux non exposées aux intempéries et sollicité par un moment fléchissant M et un effort tranchant V ; le calcul se fera donc en flexion simple en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Elles sont calculées sous les combinaisons des sollicitations les plus défavorables suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$ ➤ $G + Q$
- $G + Q \pm E$ ➤ $0,8G \pm E$

IV.1.2.1 Recommandations du RPA99/version 2003

a. Armatures longitudinales

Selon l'article 7.5.2.1 du RPA99/version 2003

- ✓ Leur pourcentage minimal sur toute la longueur de la poutre est : **0,5% de la section**
- ✓ Leur pourcentage total maximum sera de :

$$\begin{cases} 4\% \text{ de la section de béton en } \mathbf{zone courante} \\ 6\% \text{ de la section de béton en } \mathbf{zone de recouvrement} \end{cases}$$

- ✓ Les poutres doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section en appuis
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est : $l_r = 40\phi_l^{max}$
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle

b. Armatures transversales

Selon l'article 7.5.2.2 du RPA99/version 2003 :

- ✓ La section d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_{Tr}^{min} = 3\%_0(s_t * b)$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq \max\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots \text{dans la zone nodale et en travée si } A' \neq 0 \\ S_t \leq h/2 \dots \text{en dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

Le diamètre ϕ à prendre est le plus petit diamètre utilisé et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimés c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

- ✓ Les premiers armatures transversales doivent être disposés à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

IV.1.2.2 Sollicitations de calcul

Les sollicitations nécessaires pour le ferrailage des poutres sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 7 Sollicitations les plus défavorables dans les poutres

Etages	Poutres Principales (35*40) cm ²				
	Moments à L'ELU (KN.m)		Moments à L'ELS (KN.m)		V (KN)
	Travée	Appui	Travée	Appui	
S.SOL1,2 ,RDC Etage 1,2,3,4et 5 (Usage Habitation)	56,72	74,78	29,14	36,75	96,04
Duplex6 (Terrasse)	33,80	38,51	24,67	19,81	86,47
Poutres Secondaires (30*35)cm ²					
S.SOL 1,2 ,RDC ,Etage 1,2,3,4et 5	51,93	66,66	10,94	11,56	101
Duplex6	13,03	16,59	3,40	7,24	12,98

IV.1.2.3 Calcul de ferrailage

➤ Armatures longitudinales

La méthode de calcul de ferrailage des poutres c'est comme (poutrelles ; dalles pleins) sauf dans ce cas on prend : $\gamma_b = 1,15$; $\gamma_s = 1$ cas accidentelle)

Les résultats de calcul de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 8 Armatures longitudinales des poutres

Poutres Principales (35*40) (cm ²)							
Niveaux	Position	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^{BEAL} (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A_{max}^{RPA} (cm ²)		Choix $A_{adopté}$ (cm ²)
					Z. N	Z. R	
S.SOL1,2 ,RDC,Etage 1,2,3,4et 5	Travée	3,86	1,6	7	56	84	5HA12+1HA14=7,19
	Appui	5,14					5HA12+1HA14=7,19
Duplex 6	Travée	2,62	1,6	7	56	84	3HA12=3,39
	Appui	2,59					3HA12=3,39

Poutres secondaire (30*35) (cm ²)							
S.SOL1,2 ,RDC,Étage 1,2,3,4et 5	Travée	4,13	1,19	5,25	42	63	6HA12=6,79
	Appui	5,37					6HA12=6,79
Duplex 6	Travée	1	1,19	5,25	42	63	6HA12=6,79
	Appui	1,28					6HA12=6,79

➤ Armatures Transversales

✚ Calcul de diamètre des armatures transversales (ϕ_{tr})

$$\phi_{tr} \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_1^{\min}) \Rightarrow \begin{cases} \text{(Poutres Principales)} \Rightarrow \phi_{tr} \leq \min (1,14 ; 3,5 ; 1,2) \\ \text{(Poutres Secondaires)} \Rightarrow \phi_{tr} \leq \min (1 ; 3 ; 1,2) \end{cases}$$

$$\text{Soit donc : } \begin{cases} \text{Poutres Principales : } \phi_{tr} = \mathbf{8mm} \\ \text{Poutres Secondaires : } \phi_{tr} = \mathbf{8mm} \end{cases}$$

D'ou: Pour les deux types de poutres : $A_{tr} = \mathbf{1cadre + 1etrier de \phi_8 = 4HA8 = 2,01cm^2}$

✚ Calcul des espacements S_t

Les espacements calculés dans les deux zones (nodales et courantes) sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 9 Les espacements des armatures transversales des poutres

Poutres	$h(cm)$	$\phi_l(cm)$	Zone nodale $S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_l)$	Zone Courantes $S_t \leq h/2$
PP	40	1,2	10 cm	15cm
PS	35	1,2	8cm	15cm

✚ Vérification des sections d'armatures transversales minimales

$$A_{tr}^{\min} = 0,003 S_t * b \Rightarrow \begin{cases} PP : A_{tr}^{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 < 2,01 \dots \text{Vérifiée} \\ PS : A_{tr}^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

IV.1.2.4 Vérifications nécessaires

❖ Vérifications à l'ELU

Vérification de la rupture par cisaillement

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,2 f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) \text{ FPN}$$

Tant que les sections des poutres sont les même dans tous les différents niveaux ; on va vérifier cette condition avec l'effort tranchant le plus défavorable. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 10 Vérification de la rupture par cisaillement des poutres

Poutres	Section(cm ²)	V _u (KN)	τ _u (MPA)	τ̄ _u (MPA)	τ _u ≤ τ̄ _u
					Observation
Poutres Principales	35*40	96,04	0,72	3,33	Observée
Poutres Secondaires	30*35	101	1,02	3,33	Observée

Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis

✓ Pour les appuis de rive : $A_l \geq V_u * \gamma_s / f_e$

✓ Pour les appuis intermédiaires: $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * (V_u - \frac{M_u^{appui}}{0,9 * d})$

Les résultats obtenus de la vérification sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 11 Vérification des armatures longitudinales au voisinage des appuis

Poutres	A _l (cm ²)	V _u (KN)	M _u ^{appui} (KN.m)	V _u * γ _s / f _e (cm ²)	$\frac{\gamma_s}{f_e} * (V_u - \frac{M_u^{appui}}{0,9 * d})$ (cm ²)	Observation
PP	14,38	96,04	74,78	2,76	-3,06	Observée
PS	13,58	101	66,66	2,90	-3,08	Observée

❖ **Vérifications à l'ELS**

Vérification des contraintes

- **État limite d'ouverture des fissures**

Cette vérification n'est pas nécessaire car la fissuration est peu nuisible

- **État limite de compression du béton**

la condition à vérifier est : $\sigma_{bc} = \frac{M_t^{Serv}}{I} * y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

La procédure de calcul des contraintes a été déjà exposé dans le chapitre II(Vérifications des poutrelles). Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 12 Vérification de la contrainte limite de compression du béton

Poutres	Position	Moment (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPA)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPA)	Observation
PP	Travée	29,14	16,74	136335,83	2,17	2,22 < 15	Observé
	Appui	36,75	16,74	136335,83	6,10	6,25 < 15	Observée
PS	Travée	10,94	13,02	85625,99	8,12	8,12 < 15	Observé
	Appui	11,56	14,95	110797,79	10,78	10,78 < 15	Observée

☑ Vérification de la flèche

Remarque : On va évaluer la flèche pour les poutres les plus élancé

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

$$\begin{cases} (1) \dots h/l \geq M_t/10M_0 \\ (2) \dots A_t/(b * d) \leq 4,2/f_e \\ (3) \dots l \leq 8m \end{cases}$$

La vérification de ces trois conditions est résumée dans le tableau suivant :

Tableau IV. 13 Conditions à vérifier pour évaluer la flèche

Poutre	l (m)	M _t (KN. m)	M ₀ (KN. m)	A _t (cm ²)	Observation		
					1 ^{er} condition	2 ^{eme} condition	3 ^{eme} condition
PP	4,8	29,14	84,96	7,19	0,083 > 0,034 ☑	0,001 ≥ 0,0007 ☑	4,8 < 8 ☑
PS	3,97	10,94	30,15	6,79	0,088 > 0,036 ☑	0,0006 < 0,001 ☑	3,97 < 8 ☑

Toutes les conditions sont observées ; donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.1.3 Vérification de la zone nodale (Poteaux-poutres)

Selon l'article 7.6.2 RPA99 /version 2003; il faut que dans la zone nodale définie précédemment on doit vérifier la formule suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 (|M_w| + |M_E|)$$

Avec : |M|: Moment resistant ultime = A * Z * f_{st}

$$tel\ que : \begin{cases} A: Section\ d'aciers\ de\ la\ face\ considerée \\ Z = 0,9h \\ f_{st} = f_e/\gamma_s \end{cases}$$

Cette disposition tend à faire que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

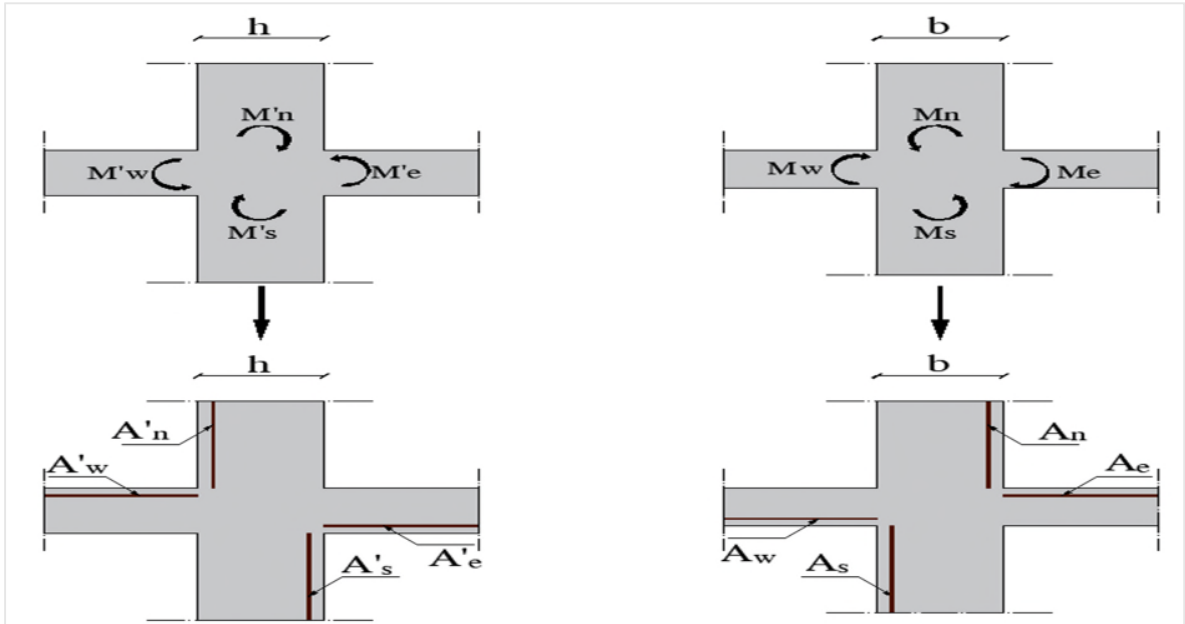


Figure IV. 1 Vérification de la zone nodale

On va exposer un exemple de cette vérification pour la zone nodale de l'entre sol 2et le reste sera résumé dans un tableau.

Exemple de calcul :(zone nodale (Poteau-PP) de S.sol 2)

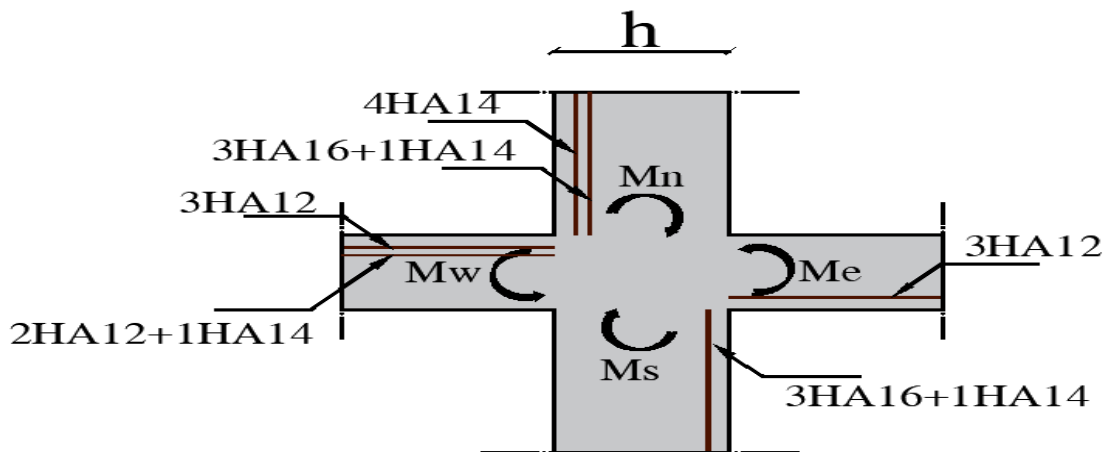


Figure IV. 2 Zone nodale de S sol 2

- $|M_s|$: Moment résistant de poteau inférieure «Poteau de $(50 * 50)cm^2$ »

$$\begin{cases} Z = 45cm \\ A_s = 3HA16 + 1HA14(\text{choix opté pour 1face}) = 7,57 cm^2 \end{cases} \Rightarrow |M_s| = 136,26 KN.m$$

- $|M_N|$: Moment résistant ultime du poteau supérieure « Poteau de $(45 * 50)cm^2$ »

$$\begin{cases} Z = 45cm \\ A_N = A_s + 4HA14 = 13,73 cm^2(\text{à cause de recouvrement}) \end{cases} \Rightarrow |M_N| = 247,14 KN.m$$

- $|M_w|$: Moment résistant ultime de la poutre à gauche de noeud

$$\begin{cases} Z = 36cm \\ A_w = 5HA12 + 1HA14 = 7,19 cm^2(\text{les filantes + les chapeaux}) \end{cases} \Rightarrow |M_w| = 103,53 KN.m$$

- $|M_e|$: Moment résistant ultime de la poutre à droite de noeud

$$\begin{cases} Z = 36cm \\ A_E = 3HA12 = 3,39 cm^2(\text{les filantes}) \end{cases} \Rightarrow |M_E| = 48,81 KN$$

$$\text{On a } |M_n| + |M_s| = (136,26 + 247,14) \geq 1,25 (|M_w| + |M_E|) = 1,25 * (103,53 + 48,81)$$

$$\Rightarrow 383,4 KN.m > 190,42 KN.m \dots \text{ c'est vérifiée pour ce niveau}$$

Pour $f_{st} = 400 Mpa$

IV.1.3.1 Calcul des moments résistants

Les moments résistants calculés sont illustrés dans les tableaux suivants

➤ Les poteaux :

Tableau IV. 14 Moments résistants des poteaux

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	f_{st} (Mpa)	A_s (cm ²)	A_N (cm ²)	M_{rN} (KN)	M_{rS} (KN)
S. Sol 2	50	45	400	7,57	7,57	136,26	136,26
S. Sol 1	50	45	400	15,14	7,57	272,52	136,26
RDC	50	45	400	13,73	6,16	247,14	110,88
Etage 1	50	45	400	12,32	6,16	221,76	110,88
Etage 2	45	40,5	400	11,91	5,75	192,94	93,15
Etage 3	45	40,5	400	11,5	5,75	186,3	93,15
Etage 4	45	40,5	400	10,68	4,93	173,02	79,86
Duplex5	45	40,5	400	9,86	4,93	159,73	79,86
Duplex 6	40	36	400	9,45	4,52	136,08	65,08

➤ Les poutres principales

Tableau IV. 15 Moments résistants des poutres principales

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	f_{st} (Mpa)	A_w (cm ²)	A_e (cm ²)	M_{rW} (KN)	M_{re} (KN)
S. Sol 2	40	36	400	7,19	3,39	103,54	48,82
S. Sol 1	40	36	400	7,19	3,39	103,54	48,82
RDC	40	36	400	7,19	3,39	103,54	48,82
Etage 1	40	36	400	7,19	3,39	103,54	48,82
Etage 2	40	36	400	7,19	3,39	103,54	48,82
Etage 3	40	36	400	7,19	3,39	103,54	48,82
Etage 4	40	36	400	7,19	3,39	103,54	48,82
Duplex 5	40	36	400	7,19	3,39	103,54	48,82
Duplex 6	40	36	400	3,39	3,39	48,82	48,82

➤ Les poutres secondaires

Tableau IV. 16 Moments résistants des poutres secondaires

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	f_{st} (Mpa)	A_w (cm ²)	A_e (cm ²)	M_{rW} (KN)	M_{re} (KN)
S. Sol 2	35	31,5	400	6,79	3,39	85,55	42,71
S. Sol 1	35	31,5	400	6,79	3,39	85,55	42,71
RDC	35	31,5	400	6,79	3,39	85,55	42,71
Etage 1	35	31,5	400	6,79	3,39	85,55	42,71
Etage 2	35	31,5	400	6,79	3,39	85,55	42,71
Etage 3	35	31,5	400	6,79	3,39	85,55	42,71
Etage 4	35	31,5	400	6,79	3,39	85,55	42,71
Duplex 5	35	31,5	400	6,79	3,39	85,55	42,71
Duplex 6	35	31,5	400	6,79	3,39	85,55	42,71

IV.1.3.2 Vérification de la zone nodale

Les résultats de la vérification de la zone nodale dans les différents niveaux :

Tableau IV. 17 Vérification de la zone nodale pour les différents niveaux

Les zones nodales (Poteaux-Poutres Principales)							
Niveaux	$ M_s $ KN.m	$ M_N $ KN.m	$ M_w $ KN.m	$ M_E $ KN.m	$ M_s $ + $ M_N $ (KN.m)	$1,25(M_w + M_E)$ (KN.m)	Observé
S.SOL2	136,26	136,26	103,54	48,82	272,52	190,45	<input checked="" type="checkbox"/>
S.SOL1	136,26	272,52	103,54	48,82	408,78	190,45	<input checked="" type="checkbox"/>
RDC	110,88	247,14	103,54	48,82	358,02	190,45	<input checked="" type="checkbox"/>
Etage1	110,88	221,76	103,54	48,82	332,64	190,45	<input checked="" type="checkbox"/>
Etage2	93,15	192,94	103,54	48,82	286,09	190,45	<input checked="" type="checkbox"/>
Etage3	93,15	186,3	103,54	48,82	279,47	190,45	<input checked="" type="checkbox"/>
Etage4	79,86	173,02	103,54	48,82	252,88	190,45	<input checked="" type="checkbox"/>
Duplex5	79,86	159,73	103,54	48,82	239,59	190,45	<input checked="" type="checkbox"/>
Duplex6	65,08	136,08	48,82	48,82	201,16	97,64	<input checked="" type="checkbox"/>
Les zones nodales (Poteaux-Poutres secondaires)							
S.SOL2	136,26	136,26	85,55	42,71	272,52	160,32	<input checked="" type="checkbox"/>
S.SOL1	136,26	272,52	85,55	42,71	408,78	160,32	<input checked="" type="checkbox"/>
RDC	110,88	247,14	85,55	42,71	358,02	160,32	<input checked="" type="checkbox"/>
Etage1	110,88	221,76	85,55	42,71	332,64	160,32	<input checked="" type="checkbox"/>
Etage2	93,15	192,94	85,55	42,71	286,09	160,32	<input checked="" type="checkbox"/>
Etage3	93,15	186,3	85,55	42,71	279,47	160,32	<input checked="" type="checkbox"/>
Etage4	79,86	173,02	85,55	42,71	252,88	160,32	<input checked="" type="checkbox"/>
Duplex5	79,86	159,73	85,55	42,71	239,59	160,32	<input checked="" type="checkbox"/>
Duplex6	65,08	136,08	85,55	42,71	201,16	160,32	<input checked="" type="checkbox"/>

Remarque : On voit bien que la condition du RPA99/version 2003 est vérifiée dans tous les niveaux de la structure.

IV.1.4 Schémas de Ferrailage

IV.1.4.1 Les Coupes Transversales

a. Les Poteaux

Tableau IV. 18 Coupes Transversales des Poteau

<p align="center">Entre Sol 2 +1(50*50)</p> <p>HA14/face 3HA16/face</p> <p>Cadre Ø8</p> <p>Cadre Ø8</p> <p>e=2.5cm</p> <p>50</p> <p>50</p>	<p align="center">RDC + 1^{er} étage (45 * 50)</p> <p>4HA14/face</p> <p>Cadre Ø10</p> <p>Cadre Ø8</p> <p>e=2.5cm</p> <p>50</p> <p>45</p>
<p align="center">2^{eme} et 3^{eme} étage(45 * 45)</p> <p>HA12/face 3HA14/face</p> <p>Cadre Ø10</p> <p>Cadre Ø8</p> <p>e=2.5cm</p> <p>45</p> <p>45</p>	<p align="center">4^{eme} étage (40 * 45)</p> <p>HA14/face 3HA12/face</p> <p>Cadre Ø10</p> <p>Cadre Ø8</p> <p>e=2.5cm</p> <p>45</p> <p>40</p>
<p align="center">Duplex 5 (40 * 45)</p> <p>HA14/face 3HA12/face</p> <p>Cadre Ø10</p> <p>Cadre Ø8</p> <p>e=2.5cm</p> <p>45</p> <p>40</p>	<p align="center">Duplex 6 (40 * 40)</p> <p>4HA12/face</p> <p>Cadre Ø8</p> <p>Cadre Ø8</p> <p>e=2.5cm</p> <p>40</p> <p>40</p>

b. Les poutres principales

Tableau IV. 19 Coupes transversales des poutres principales

	Travée	Appui
De Sous sol2 → Duplex5	<p>3HA12 fil</p> <p>HA14 Chap</p> <p>2HA12 Chap</p> <p>3HA12 fil</p> <p>Cadre Ø8 L=145cm</p> <p>Etrier Ø8 L=95cm</p> <p>e=2cm</p> <p>40</p> <p>35</p>	<p>3HA12 fil</p> <p>2HA12 Chap</p> <p>HA14 Chap</p> <p>3HA12 fil</p> <p>Cadre Ø8 L=145cm</p> <p>Etrier Ø8 L=95cm</p> <p>e=2cm</p> <p>40</p> <p>35</p>
Plancher Terrasse	<p>3HA12 fil</p> <p>Cadre Ø8 L=145cm</p> <p>Etrier Ø8 L=95cm</p> <p>e=2cm</p> <p>40</p> <p>35</p>	<p>3HA12 fil</p> <p>Cadre Ø8 L=145cm</p> <p>Etrier Ø8 L=95cm</p> <p>e=2cm</p> <p>40</p> <p>35</p>

C. Les poutres secondaires

Tableau IV. 20 Coupes transversales des poutres secondaires

	Travée	Appui
De l'entresol2 → RDC	<p>3HA12 fil Cadre Ø8 L=135cm Etrier Ø8 L=85cm e=2cm 35 30 3HA12 fil 3HA12 Chap</p>	<p>3HA12 fil Cadre Ø8 L=135cm Etrier Ø8 L=85cm e=2cm 35 30 3HA12 fil 3HA12 Chap</p>
Plancher Terrasse	<p>3HA12 fil Cadre Ø8 L=135cm Etrier Ø8 L=85cm e=2cm 35 30 3HA12 fil 3HA12 Chap</p>	<p>3HA12 fil Cadre Ø8 L=135cm Etrier Ø8 L=85cm e=2cm 35 30 3HA12 fil 3HA12 Chap</p>

IV.1.4.2 Les Coupes Longitudinales

a. Le Poteau

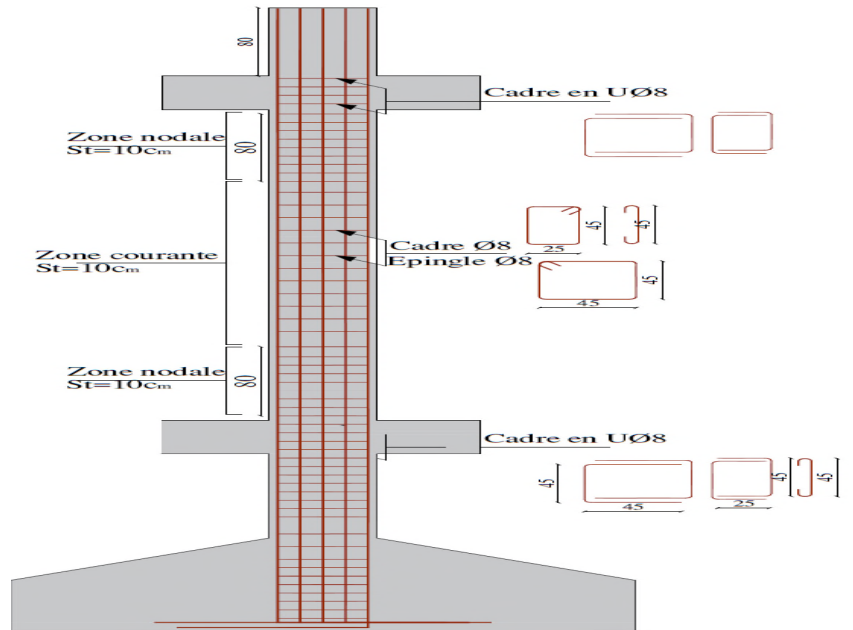


Figure IV. 3 Coupe longitudinale du Poteau (sous sol 2)

b. Les Poutres

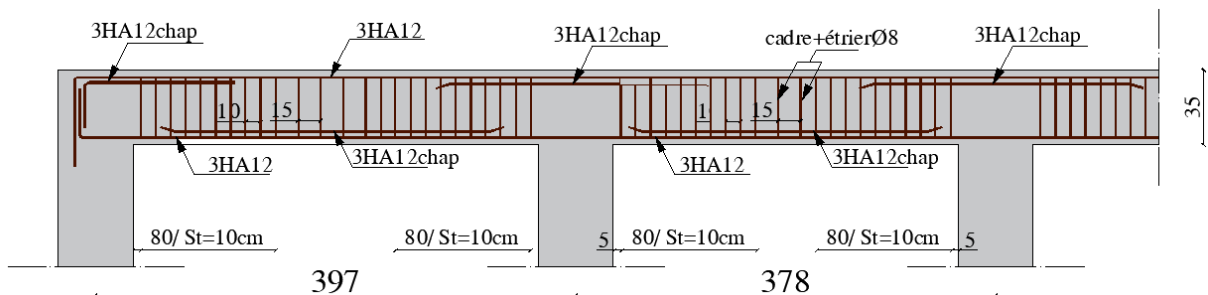


Figure IV. 4 Coupe longitudinale de la poutre (PS sous sol 2)

IV.2 Étude des voiles

L'article « 3.4.A.1.a » (révisé) du RPA version 2003 nous exige d'introduire des voiles de contreventement pour les structures dépassent quatre niveau ou 14m de hauteur en zone IIa. Les voiles sont à la fois sollicités par des efforts normaux dus aux chargements verticaux, et par des efforts de flexion et de cisaillement dans leurs plans dus aux chargements horizontaux (action sismique). Ces murs fonctionnent comme des consoles encastrées dans leurs fondations (à la base), et ferrailer à la flexion composée.

Les sollicitations dans les voiles vont être calculées en fonction des combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \dots ELA.$$

Le ferrailage adopter pour les voiles est le max entre ces trois couples de sollicitations :

$$\begin{cases} N^{max} \rightarrow M_{corr} \dots A_1 \\ M^{max} \rightarrow N_{corr} \dots A_2 \Rightarrow \dots A_{opté} = \max(A_1, A_2, A_3). \\ N^{min} \rightarrow M_{corr} \dots A_3 \end{cases}$$

IV.2.1 Recommandations du RPA/version 2003

a. Armatures longitudinales

Destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées de manière à satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ Les armatures sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voile.
- ✓ Le pourcentage des armatures à mettre en zone tendue est de $0,2\%(e \times l_t)$.
- ✓ Le pourcentage des armatures à mettre en zone comprimée est de $0,1\%(e \times l_c)$

Avec : $\begin{cases} e: \text{l'épaisseur du voile.} \\ l_t: \text{la longueur de la zone tendue} \\ l_c: \text{la longueur de la zone comprimée} \end{cases}$

- ✓ Le pourcentage des armatures à mettre dans toute la section est de $0,15\%(e \times L)$.
- ✓ Les barres des zones extrêmes doivent formée un potelet de 4HA10 au minimum, espacée de $S_t/2$ sur une longueur de $l/10$.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

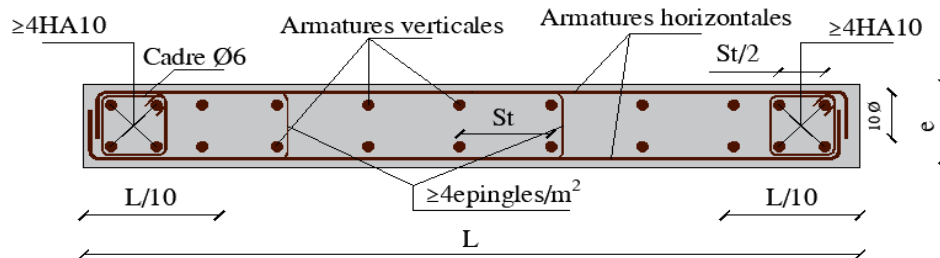
b. Armatures transversales

Les armatures horizontales sont disposées en deux nappes, destiné à reprendre l'effort tranchant des voiles, et d'augmentée la stabilité des barres verticales vis-à-vis au flambement.

Elles doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ , et disposées vers l'extérieur.

c. Règlements communs

- ✓ L'espace des barres verticales et horizontales est $S_t \leq \min(1,5e; 30cm)$.
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins quatre épingles par mètre carré.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales : $\phi \leq e/10$.
- ✓ Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans la zone qui peut être tendue.
 - 20ϕ pour les barres situées dans la zone comprimée.
- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section est calculée par la formule suivante : $A_{vj} = 1,1\bar{V}/f_e$. Cette section doit s'ajouter à la section d'acier tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.



FigureIV. 5Disposition des armatures dans les voiles

IV.2.2 Calcul de ferrailage

Pour le calcul du ferrailage, nous allons exposer un exemple de calcul de voile « Vx1 ».

➤ Sollicitation de calcul

Tableau IV. 21 Sollicitation dans le voile Vx1 (sous-sol 2)

Voile	$N^{max} \rightarrow M_{corr}$		$M^{max} \rightarrow N_{corr}$		$N^{min} \rightarrow M_{corr}$		V (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Vx1(S.sol2)	961,29	261,43	269,73	959,44	109,64	110,81	127,41

➤ Armatures Longitudinales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M et N) pour une section de $(e \times L)$, la section trouvée sera répartie dans la zone tendue en respectant les Recommandations du RPA.

Pour l'exemple de calcul des voiles, nous allons exposer le cas le plus défavorable qu'est le: **3eme cas: $N^{min} = -109,64KN \rightarrow M_{corr} = 110,81KN.m$.**

Données : $e = 18cm$; $L = 100cm$; $d = 95cm$; $d' = 5cm$; $f_{bu} = 18,48 Mpa$.

$$e_G = \frac{M}{N} = 1,01m > \frac{h}{2} = 0,50m \Rightarrow \text{le centre de pression } C \text{ est à l'extérieur de la section} \\ \Rightarrow \text{SPC}$$

$$M_{UA} = M_{UG} + N \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{UA} = 61,472 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{UA} .

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b * d^2 * f_{bu}} = 0,0204 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot } A$$

$$\text{On a } \varepsilon_l = 1,74\text{‰} \Rightarrow \alpha_l = 0,668 \Rightarrow \mu_l = 0,392 > \mu_{bu} = 0,204 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,29 \Rightarrow Z = 0,84m \text{ d'ou: } A_{FS} = 1,38\text{cm}^2.$$

$$\text{A la flexion composée : } A_{cal} = A_{FS} - \frac{N_U}{f_{st}} = 4,12\text{cm}^2 \text{ (à mettre en zone tendue).}$$

$$A_{min}^{BEAL} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,06 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 4,12 \text{ cm}^2$$

Calcul de Sections minimales de RPA93/version2003

❖ la zone tendue : ($A_{Z.T}^{min}$)

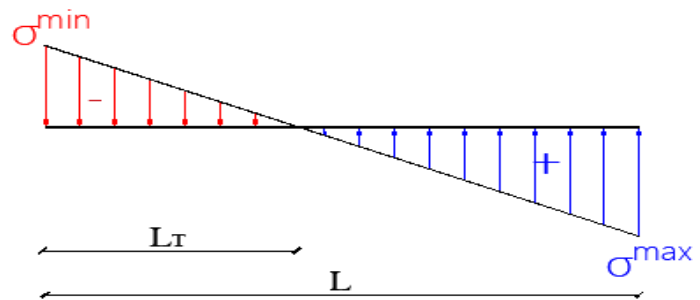


Figure IV. 6 Schéma des Contraintes

$A_{Z.T}^{min} = 0,2\%(l_T \times e)$, avec l_T est la longueur de la zone tendue calculer comme suite:

$$l_T = L \times \frac{\sigma^{min}}{\sigma^{max} + \sigma^{min}} \text{ tel que:}$$

$$\sigma_{min}^{max} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \left(\frac{L}{2} \right)$$

$$\begin{cases} \sigma^{max} = 4,30\text{Mpa.} \\ \sigma^{min} = -3,08\text{Mpa} \end{cases}$$

Donc $L_T = 0,42 \text{ m}$

$A_{Z.T}^{min} = 0,2\%(l_T \times e) = 1,50cm^2 < A_{cal} = 4,12cm^2$, donc on ferraille avec A_{cal} .

Le choix des armatures : soit $A_{Z.T}^{opté} = 6HA10 = 4,71cm^2$ (zone tendue).

❖ **la zone comprimée ($A_{Z.C}^{min}$)**

$A_{Z.C}^{min} = 0,1\%(e \times l_C)$ tel que : $l_C = L - 2 \times l_T = 0,16m$.

Donc : $A_{Z.C}^{min} = 0,1\%(l_C \times e) = 0,29 > A' = 0 \Rightarrow$ le ferrailage sera avec $A_{Z.C}^{min}$

Le choix des armatures : soit $A_{Z.C}^{opté} = 6HA8 = 3,02cm^2$ (zone comprimée).

❖ **Tous le voile (A_{total}^{min})**

$A_{total}^{min} = 0,15\%(e \times L) = 2,7cm^2 < A_{total}^{opté} = (A_{Z.T}^{opté} \times 2) + A_{Z.C}^{opté} = 12,44cm^2 \dots Ok$

✚ **Calcul des espacements des barres verticales**

Selon le RPA : $\begin{cases} S_t \leq \min(1,5e ; 30cm) = 27cm. \text{ Soit } S_t = 15cm. \\ \text{sur } \frac{L}{10} = 10cm ; S'_t \leq \frac{S_t}{2} = 10cm, \text{ soit } S'_t = 7,5cm. \end{cases}$

➤ **Vérification du cisaillement**

Pour la vérification du cisaillement, on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 5Mpa.$$

Avec : $\bar{V} = 1,4V = 1,4 \times 127,41 = 178,37KN$ (majoré de 40% selon le RPA).

Donc : $\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} = 1,1Mpa \leq \bar{\tau}_u = 5Mpa \dots \text{vérifiée.}$

➤ **Armatures horizontales**

La section d'armature horizontale est calculée à base de la formule suivante :

$$A_h \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3 \times K \times f_{t28})b \times S_t}{0,9 \times f_e}$$

Avec : $\begin{cases} K = 0, \text{ car } y' \text{ a reprise de bétonnage} \\ \text{Selon le RPA: } S_t \leq \min(1,5e ; 30cm) = 27cm. \text{ Soit } S_t = 20cm \end{cases}$

Donc : $A_h \geq \frac{1 \times 1,1 \times 0,18 \times 0,2}{0,9 \times 400} = 1,1cm^2$.

Le choix : soit $A_h^{opté} = 2HA12 = 2,26cm^2$.

✚ **Les armatures horizontales minimales**

$$A_h^{min} \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,36 \text{ cm}^2 < A_h^{opté} = 2,26 \text{ cm}^2.$$

La longueur de recouvrement : $L_{Rec} = 40\phi \Rightarrow L_{Rec} = 40 \text{ cm}$

Pour le calcul de ferrailage de reste des voiles, les mêmes étapes de calcul que l'exemple prédisant, les tableaux suivants résument tous le calcul.

Remarque

Les valeurs en bleu gras sont les sections maximums entre la section calculée, la section minimale de BEAL et la section minimale de RPA93/version2003.

1) Ferrailage du voile « Vx1 »

Tableau IV. 22 Calcul ferrailage du voile « Vx1 » aux différents niveaux

Niveaux	Sous sol 2	Soussol1+RDC +1 ^{er} étage	2 ^{eme} +3 ^{eme} + 4 ^{eme} étage	Duplex 5+6
Armatures Longitudinales				
Section (cm ²)	18*100			
M (KN.m)	110,81	138,75	17,66	45,06
N (KN)	-109,64	325,98	39,49	-7,17
Type de section	SPC	SPC	SPC	SPC
A_{cal} (cm ²)	4,12	0	0	1,29
A_{min}^{BEAL} (cm ²)	2,06	2,06	2,06	2,06
σ_{max} (Mpa)	4,30	6,43	0,80	1,54
σ_{min} (Mpa)	-3,08	-2,81	-0,37	-1,46
l_T (cm)	42	30	31	49
$A_{Z.T}^{min}$ (cm ²)	1,51	1,08	1,12	1,76
S_t (cm)	15	15	15	15
S'_t (cm)	7,5	7,5	7,5	7,5
$A_{Z.T}^{opté}$ (cm ²)	4HA10+4HA8 =5,15	4HA10+4HA8 =5,15	4HA10+4HA8 =5,15	4HA10+4HA8 =5,15
l_c (cm)	16	39	37	2,6
$A_{Z.C}^{min}$ (cm ²)	/	/	/	/
$A_{Z.C}^{Opté}$ (cm ²)	/	/	/	/
$A_{total}^{opté}$ (cm ²)	8HA10+8HA8 =10,30	8HA10+8HA8 =10,30	8HA10+8HA8 =10,30	8HA10+8HA8 =10,30
A_{Total}^{min} (cm ²)	2,7	2,7	2,7	2,7

$L_{Rec}(cm)$	40	40	40	40
Armatures horizontales				
V (KN)	127,41	79,62	68,91	49,04
\bar{V} (KN)	178,37	111,47	96,47	68,65
$\tau_u(Mpa)$	1,04	0,65	0,56	0,40
$\bar{\tau}_u(Mpa)$	5	5	5	5
$S_t^{A.T}(cm)$	20	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2)$	1,17	0,73	0,63	0,45
$A_h^{min}(cm^2)$	0,36	0,36	0,36	0,36
$A_h^{opté}(cm^2)$	2HA12=2,26	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA10=1,57

2) Ferrailage du voile « Vy1 »

Tableau IV. 23 Calcul de ferrailage du voile « Vy1 »aux différents niveaux

Niveaux	Sous sol 2	Soussol1+RDC +1 ^{er} étage	2 ^{eme} , 3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	Duplex 5+6
Armatures Longitudinales				
Section (cm ²)	18*100			
M (KN.m)	315,86	70,48	51,98	64,93
N (KN)	38,80	30,42	-12,72	-40,34
Type de section	SPC	SPC	SPC	SPC
$A_{cal}(cm^2)$	8,35	1,48	1,54	2,25
$A_{min}^{BEAL}(cm^2)$	2,06	2,06	2,06	2,06
$\sigma_{max}(Mpa)$	10,75	2,51	1,80	2,39
$\sigma_{min}(Mpa)$	-10,31	-2,18	-1,66	-1,94
$l_T(cm)$	49	46	48	44
$A_{Z.T}^{min}(cm^2)$	1,76	1,65	1,73	1,58
$S_t(cm)$	15	15	15	15
$S_t'(cm)$	7,5	7,5	7,5	7,5
$A_{Z.T}^{opté}(cm^2)$	8HA12=9,05	4HA10+4HA8 =5,15	4HA10+4HA8 =5,15	4HA10+4HA8 =5,15
$l_c(cm)$	2	7,2	4	10
$A_{Z.C}^{min}(cm^2)$	/	/	/	/
$A_{Z.C}^{Opté}(cm^2)$	/	/	/	/

$A_{total}^{opté}(cm^2)$	16HA12=18,1	8HA10+8HA8 =10,30	8HA10+8HA8 =10,30	8HA10+8HA8 =10,30
$A_{Total}^{min}(cm^2)$	2,7	2,7	2,7	2,7
$L_{Rec}(cm)$	40	40	40	40
Armatures horizontales				
V (KN)	142,65	83,67	65,61	50,18
\bar{V} (KN)	199,71	117,14	91,85	70,25
τ_u (Mpa)	1,17	0,68	0,53	0,41
$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	5	5	5	5
$S_t^{A.T}$ (cm)	25	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1,31	0,77	0,60	0,46
A_h^{min} (cm ²)	0,36	0,36	0,36	0,36
$A_h^{opté}$ (cm ²)	2HA10=1,57	2HA8=1,01	2HA8=1,01	2HA8=1,01

IV.2.3 Schémas de ferrailage

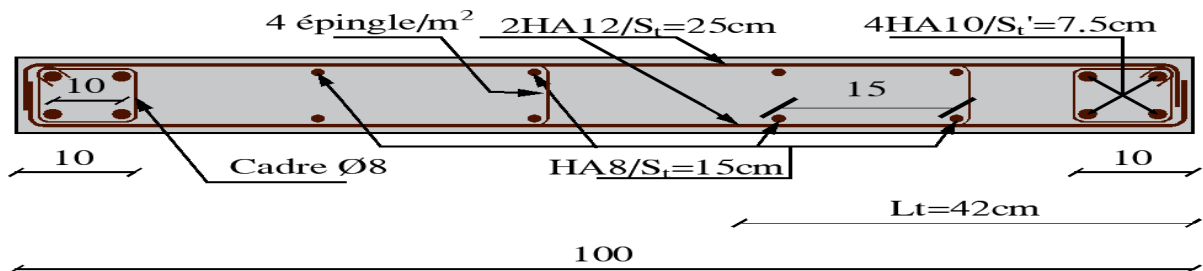


Figure IV. 7 Schéma de ferrailage du voile Vx1

Conclusion

Les éléments structuraux ont un rôle très important dans la transmission des charges verticales et horizontales ; pour cela ces derniers doivent être bien dimensionnés et bien armés.

Les éléments principaux ont été ferrillés avec les sollicitations obtenues du logiciel « ETABS », en respectant le code de BEAL, puis le comparé à celui du RPA99 ainsi d’opté le Maximum des deux.

Toutes les vérifications exigées par ces règlements ont été vérifiées tout en respectant les deux critères : la résistance et l’économie

Introduction :

L'infrastructure est la partie au-dessous du niveau +0.00 ; elle est composée essentiellement des fondations qu'ils ont pour l'objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles ...).

Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme les semelles isolé, fillantes et radier ...) ou être assurée par l'intermédiaire d'autre organes (cas des semelles profonds).

V.1 Étude des fondations :

L'étude des fondations nécessite :

- D'une part, l'examen de la capacité portante des terrains servant d'assise
- D'autre part la détermination de ses dimensionnes et son ferrailage

V.1.1 Les types de fondations :

Les différents types de fondations sont désignées :

- Les fondations superficielles : au sens de DTU 13.12, une semelle est considérée comme fondation superficielle lorsque : soit $D < 3m$ ou bien $D > 3m$ et $D/B \leq 6$. Ces derniers transmettent aux couches superficielles du sol les efforts apportés par la superstructure. Il existe trois types de ces semelles comme : la semelle isolée ; semelle filante (Sous poteaux et sous voile) et un radier général.
- Les fondations profondes : sont des fondations où $D/B \geq 10$, le rôle de ces derniers étant de descendre les charges de la structure jusqu'à la couche profonde du sol de fondation. On trouve plusieurs types de ces fondations comme : les pieux ; le micropieux

V.1.2 Choix du type de fondation :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ Les Charges transmises au sol.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ La nature du sol.
- ✓ La profondeur du sol résistant.

Pour le choix de type de fondation, on vérifie d'abord pour les semelles isolées, puis pour les semelles filantes. Si les deux choix ne conviennent pas on passe au radier générale.

V.1.3 Les combinaisons de calcul

Selon l'article 10.1.4.1, le dimensionnement des fondations superficielles se fait sous les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \quad \begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \end{cases}$$

V.1.4 Vérifications vis-à-vis les fondations :

V.1.4.1 Vérification de la semelle isolée

Pour notre structure nous avons des poteaux carrés (50×50) à la base, donc la semelle isolée sera carrée aussi (A×A). La première vérification à faire est :

$$\frac{N}{s} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1) \text{ Avec : } N = N_{sup} + N_{inf}$$

N: effort normal à la base de la fondation la plus sollicitée

N_{sup}: effort transmis par le poteau le plus sollicité à la semelle.

N_{inf}: poids de l'infrastructure = poids propre de l'avant poteau + poids de la semelle isolé

Pour le calcul de poids de la semelle On prend une section de (1,5 * 1,5)cm²

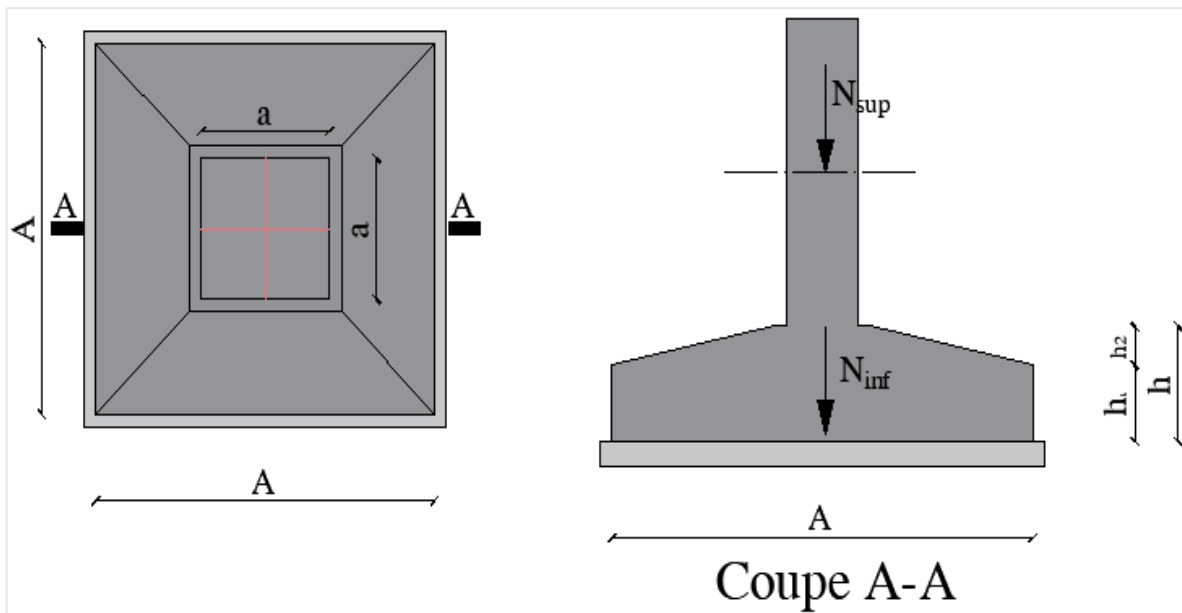


Figure V. 1 Vue d'une semelle isolée

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{D'après le logiciel "ETAPS": } N_{sup} = 1291,46 \text{ KN} \\ N_{inf} = 25 \times [(0,5 \times 0,5 \times 1,2) + (1,5 \times 1,5 \times 0,45)] \Rightarrow N_{inf} = 32,81 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

D'ou : $N = 1291,46 + 32,81 = 1324,27 \text{ KN}$

$$\frac{N}{A^2} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1324,27}{180}} \Rightarrow A \geq 2,71 \text{ m.}$$

En tenons compte de l'entre axe minimal des poteaux dans les deux directions, on voit bien que l'utilisation des semelles isolée n'est pas évidant, à cause du chevauchement de ces dernières, donc ce type de fondations ne convient pas pour notre structure, ce qui nous conduit à vérifier les semelles filantes.

V.1.4.2 Vérification des semelles filantes :

Soit une semelle filante de section (B×L), située sous le portique le plus sollicité.

Nous allons vérifier deux semelles, suivant les deux sens (XX et YY)

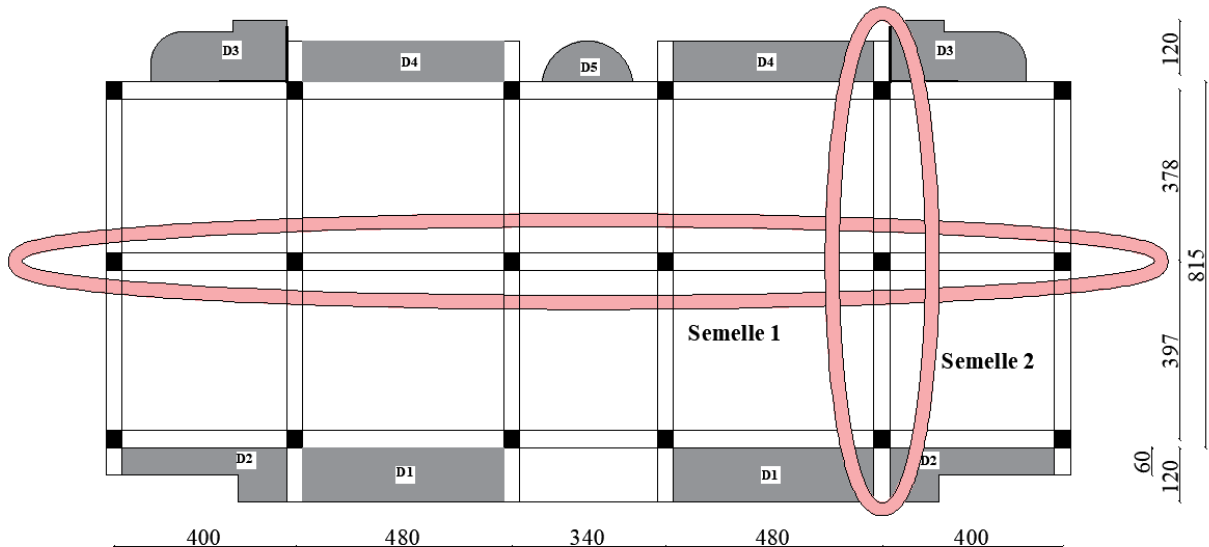


Figure V. 2 Semelle la plus sollicité dans les deux sens

a. Vérification de la semelle 1 (Sens XX)

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (2) \text{ Avec : } N = N_{sup} + N_{inf}$$

$$N_{sup} = \sum_{i=1}^8 N_i = (690,79 + 1291,20 + 346,26 + 1090,80 + 1135,29 + 348,93 + 1291,84 + 695,33) = 6890,45KN$$

$$N_{inf} = [(1,5 * 21 * 0,45) + (6 * 0,5 * 0,5 * 1,2)] \times 25 = 399,37KN.$$

$$N = 6890,45 + 399,37 = 7289,82KN.$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} = \frac{7289,82}{180 \times 21} \Rightarrow B \geq 1,93m$$

Les Semelles filantes

Pour le calcul de la semelle filante nous Choisissons une semelle de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux dans le sens principal.

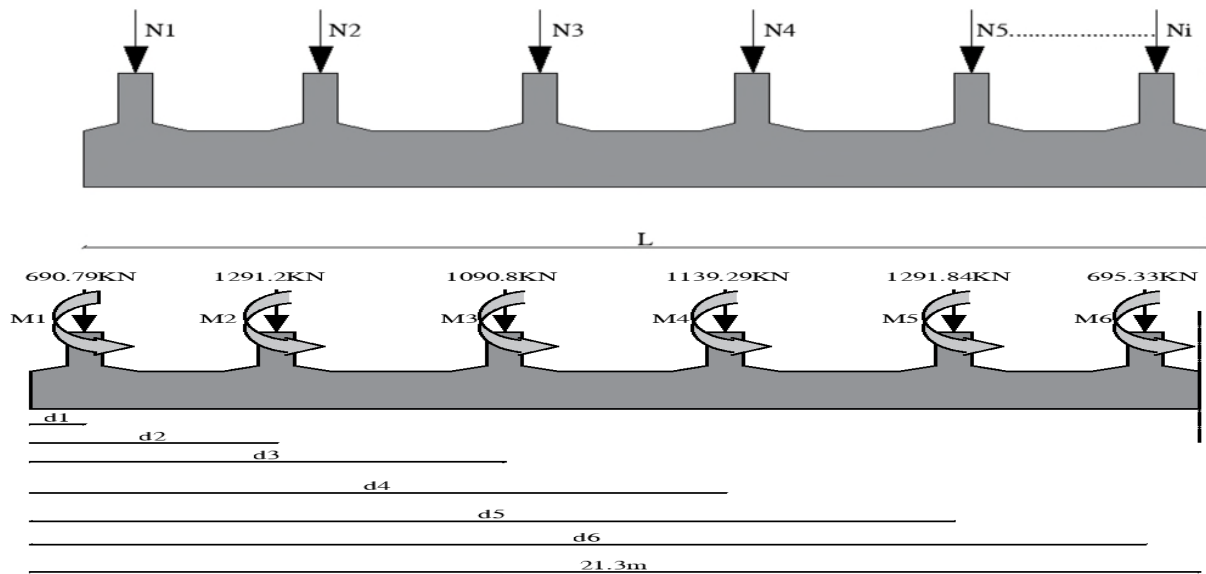


Figure V.3. Semelle filante

La surface totale des semelles est donnée par le Modèle de Meyerhof comme suivant :

$$S_s \geq \frac{N}{(L - 2e_0)\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times (L - 2e_0)}$$

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 690,79 \text{ KN} ; \quad N_3 = 1090,8 \text{ KN} ; \quad N_5 = 1291,84 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1291,2 \text{ KN} ; \quad N_4 = 1139,29 \text{ KN} ; \quad N_6 = 695,33 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^6 N_i = 6195,26 \text{ KN}$$

d : La distance entre le point d'application de la résultante des forces et le point O.

d_G : La distance entre le centre de gravité de la semelle et le point O.

$$\sum N_i d_i = N_1 d_1 + N_2 d_2 + N_3 d_3 + N_4 d_4 + N_5 d_5 + N_6 d_6 = R_s \times d$$

$$R_s = \sum_{i=1}^6 N_i, \quad d = \frac{\sum N_i d_i}{R_s}, \quad e = d_G - d, \quad \sum N_i d_i = 66156,27 \text{ KN.m}, \quad d = \frac{66156,27}{6195,26} = 10,68 \text{ m}$$

$$e = 10,65 - 10,68 = -0,03\text{m}, \quad M_G = \Delta M + M_0 \quad / \quad \Delta M = R_s \times e \quad / \quad M_0 = \sum M_i$$

$$\Delta M = 6195,26 \times 0,03 = 185,85 \text{ KN.m}, \quad M_0 = 1,11 + 0,68 + 1,83 + 3,91 + 0,44 + 0,58 = 8,55 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 185,85 + 8,55 = 194,4 \text{ KN.m}, \quad e_0 = \frac{M_G}{R_s} = \frac{194,4}{6195,26} = 0,03\text{m}$$

$$B \geq \frac{6195,26}{180 \times (21,3 - 2 \times 0,03)} \rightarrow B \geq 1,62\text{m}$$

On remarque qu'il y a pas de chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans le sens de fondations. On prend $B = 1,7\text{m}$

La hauteur est donnée par la condition suivante :

$$h \geq \max \left(\frac{A-a}{4} \right) + c$$

$$h \geq \max \left(\frac{170-50}{4} \right) + 5 = 35 \text{ cm}$$

On prend : $h = 35\text{cm}$

Vérification de la capacité portante du sol

$$\sigma_{max} = \frac{N_t}{B^2} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) / \sigma_{min} = \frac{N_t}{B^2} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$q_{réf} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \rightarrow q_{réf} = \frac{R_s}{B \times L} + \frac{3 \times R_s \times e}{B \times L^2}$$

$$q_{réf} = 0,17\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,18\text{Mpa}$$

On remarque qu'il n'y a pas de risque de poinçonnement.

Vérification de la stabilité de renversement

Selon le [RPA, Art 10.1.5] on doit vérifier que :

$$M_G = 185,85 \text{ KN.m} ; N_s = 6195,26 \text{ KN} ; e_0 = \frac{B}{4} \rightarrow \frac{M_G}{N_s} < \frac{B}{4} ; \frac{M_G}{N_s} = 3\text{cm.}$$

$$\frac{B}{4} = 42,5\text{cm} > 3\text{cm} .$$

Calcul du chargement sur la semelle

$$P_u = q_{réf} \times B = 170 \times 1,7 = 289 \text{ KN/ml}$$

Ferraillage de la semelle (BAEL91)

Principale

$$B = 1,7\text{m} ; b = 50\text{cm} ; \sigma_{st} = 348\text{Mpa} ; N = 2473,93\text{KN} ; d = 15\text{cm}$$

$$A_s^B = \frac{N(B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \rightarrow A_s^B = \frac{0,289(1,7-0,5)}{8 \times 0,15 \times 348} = 8,3 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA14 = 9,24cm² → St = 25cm.

Secondaire

Puisqu'il existe une poutre de rigidité dans ce sens qui reprend les différents N_i donc on met seulement des aciers de construction $A_s''L = \frac{A_s''B}{3} = 2,76\text{cm}^2$ On adopte 6HA8 = 3,02cm²

→ St = 30cm.

Calcul de la poutre de rigidité

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre renversée soumise à la réaction du sol supposée constante : $q = \frac{\sum N_i}{L}$.

Dimensionnement

On a : $L = 4,80\text{m}$; $\frac{L_{max}}{9} < h \leq \frac{L_{max}}{6} \rightarrow 53,33\text{cm} < h \leq 80\text{cm}$ (CBA93 art II.2.b)

L_{max} : entre axes des max des poutres de rigidité .On prend $h = 75\text{cm}$ et $b = 55\text{cm}$.

Calcul du chargement sur la poutre

$$q_u = \frac{\sum N_u}{L} \rightarrow q_u = \frac{7903,583}{21,3} = 371,06 \text{ KN/ml} \quad q_s = \frac{\sum N_s}{L} \rightarrow q_s = \frac{6195,26}{21,30} = 290,85 \text{ KN/ml}$$

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée. Les sollicitations maximales sont calculées par la méthode de Caquot. Le ferrailage se fait à la flexion simple.

Calcul des sollicitations**Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91)**

Moment en travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2}(l - x) \quad ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Moment en appui :

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

L'effort tranchant :

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

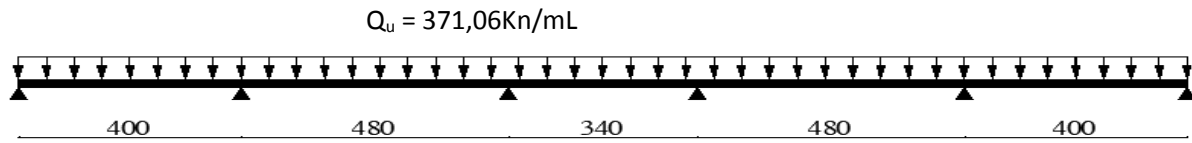


Figure V.4. Schéma statique de la poutre

Les résultats de calcul des sollicitations et le ferrailage de la poutre de rigidité sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.1 Sollicitation et ferrailage de la poutre de rigidité.

Sens X-X	Position	Moment(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
	Appui	671,64	30,56	4,64	4HA25+4HA20=32,21
Travée	478,98	21,09	6HA20+2HA16=22,87		

A l'ELU :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_c = 4,64 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 924,07 \text{ KN} \tau_{bu} = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{bu} = \frac{924,07}{0,55 \times 0,7} = 2,4 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{bu} = 2,5 \text{ Mpa}$$

A l'ELS :

Etat limite de compression du béton :

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

Les contraintes dans l'acier :

La fissuration est nuisible donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Tableau V.2 Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Position	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)
Appui	-526,46	26,82	1208378	11,69	15	282,14	201,63
Travée	375,44	23,2	921814	9,44	15	285,89	201,63

On remarque que les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées donc on recalcule à l'ELS.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \times (1 - \frac{\alpha}{3}) \times \bar{\sigma}_s}$$

$$\alpha = \sqrt{90 \times \beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}; \alpha [0; 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s}$$

Après plusieurs itérations nous avons les résultats suivants :

Tableau V.3 Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Position	M _{ser} (KN.m)	β	α	A _{st} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	σ_{bc} (Mpa)	σ_s (Mpa)
Appui	-526,46	$9,68 \times 10^{-3}$	0,437	43,66	6HA25+2HA32=45,53	10,16	184,46
Travée	375,44	$6,91 \times 10^{-3}$	0,334	30,03	4HA25+4HA20=32,21	9,73	187,79

Armatures transversales

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_L \right) \rightarrow \phi \leq \min (21,42; 55; 20) , \phi \leq 20\text{mm}, \text{ On adopte } \phi = 10\text{mm}$$

$$\text{Soit } A_t = 4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2$$

$$1) \quad St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 40\text{cm}$$

$$2) \quad St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow St \leq 70\text{cm}$$

$$3) \quad St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow St \leq 10,32\text{cm} \quad \text{D'où, } St = 10\text{cm}$$

Le BAEL préconise de mettre des armatures de peau de section $A_p = 3\text{cm}^2$ pour 1 mètre de hauteur. Comme la poutre a une hauteur de 75cm donc : $A_p = 3 \times 0,75 = 2,25\text{cm}^2$,

$$\text{Soit : } 2\text{HA}12 = 2,26\text{cm}^2$$

Schémas de ferrailage

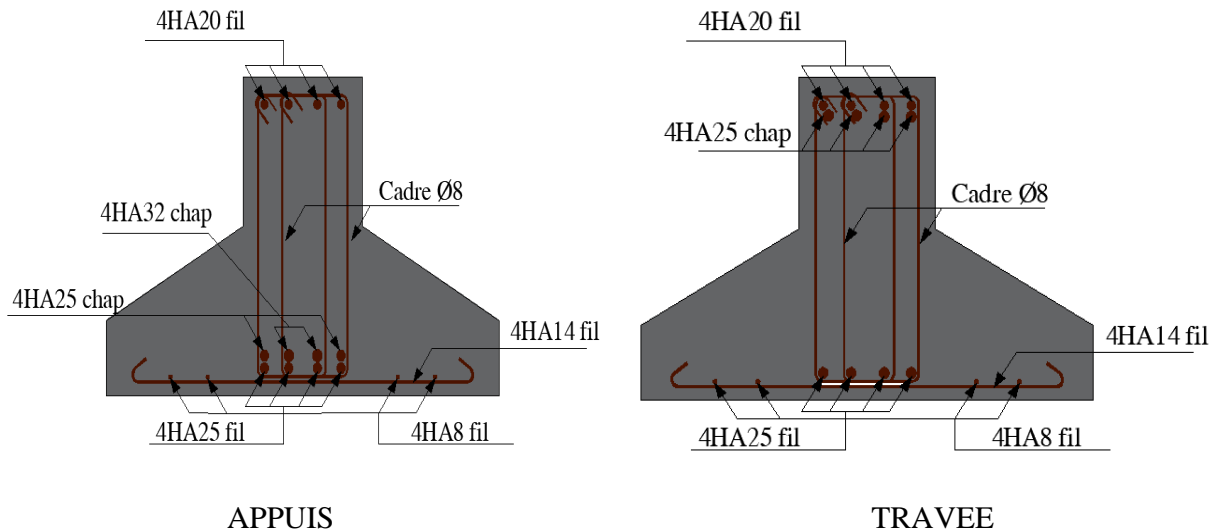


Figure V.5 Schémas de ferrailage des semelles filantes et les poutres de rigidités

V.2 Étude de voile périphérique

Les ossatures au-dessous du niveau de la base (à $Z=0.00$) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base

D'après l'article « 10.1.2 » du RPA99, le voile périphérique des deux sous sols doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Une épaisseur $\geq 15\text{cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures horizontales et verticales est de $0,1\%(b \times h)$.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

V.2.1 Dimensionnement des voiles

Les voiles seront calculés comme des panneaux de dalles sur quatre appuis, le calcul se fera pour le voile (panneau) le plus sollicité, qu'est le voile de sous sol 2 de travée 5,1m et $H = 3,06\text{m}$.

V.2.2 Caractéristiques du voile le plus sollicité

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Hauteur : } H = H_{SS2} - H_{PP} = 3,06 - 0,4 = 2,66\text{m} \\ \text{Longueur : } L = 4,8 - 0,5 = 4,3\text{m}. \\ \text{Epaisseur : } e = 18\text{cm}. \end{array} \right.$$

V.2.3 Caractéristiques du sol

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poids spécifique : } \gamma_h = 20,7\text{KN/m}^3. \\ \text{Cohésion : } C = 0,47 \text{ le plus défavorable.} \\ \text{Angle de frottement : soit } \varphi = 35^\circ. \end{array} \right.$$

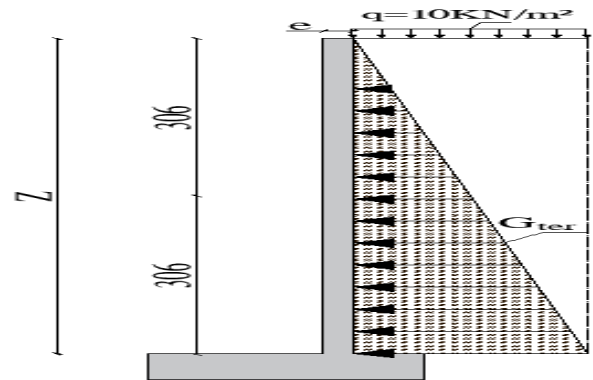


Figure V. 6 Poussée des terres sur le mur

V.2.4 Evaluation des charges et surcharges

➤ **Poussée des terres**

$$G_{ter} = Z \times \gamma_h \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times C \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{à } Z = 3,06\text{m: } G_{ter} = 16,67\text{KN/m}^2. \\ \text{à } Z = 6,12\text{m: } G_{ter} = 33,84\text{KN/m}^2. \end{array} \right.$$

➤ **La surcharge « Q »**

$$q = 10\text{KN/m}^2.$$

$$Q = q \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right).$$

$$Q = 2,71\text{KN/m}^2.$$

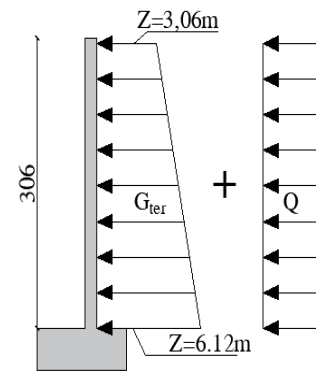


Figure V. 7 Le chargement sur le Voile le plus sollicité

V.2.5 Ferrailage du voile

Le voile sera ferrillé comme un panneau de dalle sur quatre appuis, sous les contraintes suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } \left\{ \begin{array}{l} \text{à } Z = 3,06\text{m: } \sigma^{min} = 1,35 \times 16,67 + 1,5 \times 2,71 = 26,56\text{KN/m}^2. \\ \text{à } Z = 6,12\text{m: } \sigma^{max} = 1,35 \times 33,84 + 1,5 \times 2,71 = 45,68\text{KN/m}^2. \end{array} \right. \\ \text{ELS: } \left\{ \begin{array}{l} \text{à } Z = 3,06\text{m: } \sigma^{min} = 16,67 + 2,71 = 19,38\text{KN/m}^2. \\ \text{à } Z = 6,12\text{m: } \sigma^{max} = 33,84 + 2,71 = 36,55\text{KN/m}^2. \end{array} \right. \end{array} \right.$$

la contrainte moyenne est égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } \sigma_u^{moy} = \frac{3 \times \sigma^{max} + \sigma^{min}}{4} \times 1\text{ml} = \frac{3 \times 45,68 + 26,56}{4} \times 1\text{ml} = 40,9\text{KN/m}. \\ \text{ELS : } \sigma_s^{moy} = \frac{3 \times \sigma^{max} + \sigma^{min}}{4} \times 1\text{ml} = \frac{3 \times 36,55 + 19,38}{4} \times 1\text{ml} = 32,26\text{KN/m}. \end{array} \right.$$

➤ Les caractéristiques du panneau le plus sollicité :

$$\begin{cases} L_x = 2,66 \text{ m.} \\ L_y = 4,3 \text{ m.} \end{cases}$$

$\rho = 0,62 > 0,4$
: la dalle travaille dans les 2 sens

$$\begin{cases} ELU: \begin{cases} \mu_x = 0,0794 \\ \mu_y = 0,3205 \end{cases} \\ ELS: \begin{cases} \mu_x = 0,0844 \\ \mu_y = 0,4892 \end{cases} \end{cases} \text{ (ANNEXE 1)}$$

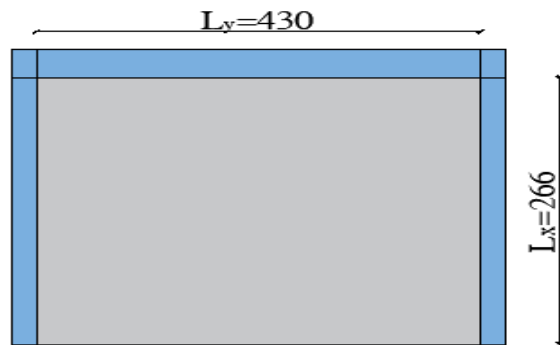


Figure V. 8 Le panneau le plus sollicité

➤ Calcul des moments isostatiques :

$$\begin{cases} ELU(\sigma_u = 40,9 \text{ KN/ml}): \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times \sigma_u \times l_x^2 = 22,98 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 7,36 \text{ KN.m} \end{cases} \\ ELS(\sigma_s = 32,26 \text{ KN/ml}): \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times \sigma_u \times l_x^2 = 19,26 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 9,42 \text{ KN.m} \end{cases} \end{cases}$$

➤ Les moments corrigés

Remarque

Le voile calculé est un voile intermédiaire dans le sens (X-X) et de rive dans le sens (Y-Y) donc les moments en travée vont être corrigés de « 0,75 » et « 0,85 » successivement.

$$ELU: \begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_0^x = 17,23 \text{ KN.m.} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 6,25 \text{ KN.m.} \\ M_a^x = M_a^y = -0,5 \times M_0^x = -11,49 \text{ KN.m.} \end{cases} \quad ELS: \begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_0^x = 14,44 \text{ KN.m.} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 8,01 \text{ KN.m.} \\ M_a^x = M_a^y = -0,5 \times M_0^x = -9,63 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ L'effort tranchant

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{\sigma_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 47,44 \text{ KN.} \\ V_u^y = \frac{\sigma_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 11,23 \text{ KN.} \end{cases}$$

Le ferrailage du voile sera à la F.S avec une section de $(1 \text{ ml} \times 0,18) \text{ cm}^2$, $d = 0,15 \text{ cm}$

Les résultats obtenus de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V. 4 Ferrailage de voile périphérique à l'ELU

Position	Sens	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)		Choix	A _{adopté} (cm ² /ml)	S _t (cm)
				BEAL	RPA			
Travée	XX	17,23	3,39	1,90	1,8	4HA12	4,52	25
	YY	6,25	1,21	1,44		4HA10	3,14	25
Appui	XX/YY	11,49	2,24	1,90		4HA10	3,14	25

$$A_{min}^{RPA} = 0,1\%(b \times h) = 1,8cm^2$$

$$A_{min}^{BAEL} = \begin{cases} \rho > 0.4 \\ e \geq 12cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \times h_r = 1,90cm^2 \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times h_r = 1,44cm^2 \end{cases}$$

V.2.6 Vérifications nécessaires

Vérification des espacements

{ FN
 { chargement répartie $\Rightarrow S_t = \min(2e ; 25cm) = 25cm \geq 25cm \dots$ Verifiée

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{47,44 \times 10^{-3}}{1 \times 0,15} = 0,32Mpa.$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17Mpa. > \tau_u = 0,32Mpa \dots \dots$$
 condition vérifier

Vérification de contrainte de traction dans l'acier

On doit vérifier : $\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 Mpa$ (FN)

Les résultats obtenus de cette vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 5 Vérification de la contrainte de traction dans l'acier pour le voile périphérique

Position	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)	Obs
Travée	X-X	14,44	3,88	10331	233,09	201,63	<input checked="" type="checkbox"/>
	Y-Y	8,01	3,32	7645,3	183,60	201,63	<input checked="" type="checkbox"/>
Appui	XX/YY	9,63	3,32	7645,3	220,73	201,63	<input checked="" type="checkbox"/>

Les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées en appuis et en travée (dans le sens X-X) , donc on doit refaire le ferrailage à l'ELS.

Le calcul fait à l'ELS avec les formules déjà définie dans le calcul de la semelle filante sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 6 Re calcul de ferrailage du voile périphérique à l'ELS

Position	Sens	M_{ser} (KN.m)	β * 10^{-3}	α	A_{ser} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	S_t cm
Travée	X-X	14,44	3,18	0,308	5,32	5HA12=5,65	20
	Y-Y	/	/	/	/	4HA10=3,14	25
Appui	XX/YY	9,63	2,12	0,252	3,48	4HA12=4,52	25

Vérification de la contrainte dans le béton

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

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

Tableau V.7Vérification des contraintes dans le beton

Position	Sens	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
Travée	X-X	14,44	4,26	12353	4,98	15	<input checked="" type="checkbox"/>
	Y-Y	8,01	3,31	7645,3	3,47	15	<input checked="" type="checkbox"/>
Appui	XX/YY	9,63	3,88	10331	3,62	15	<input checked="" type="checkbox"/>

V.2.7 Schéma de ferrailage du voile périphérique

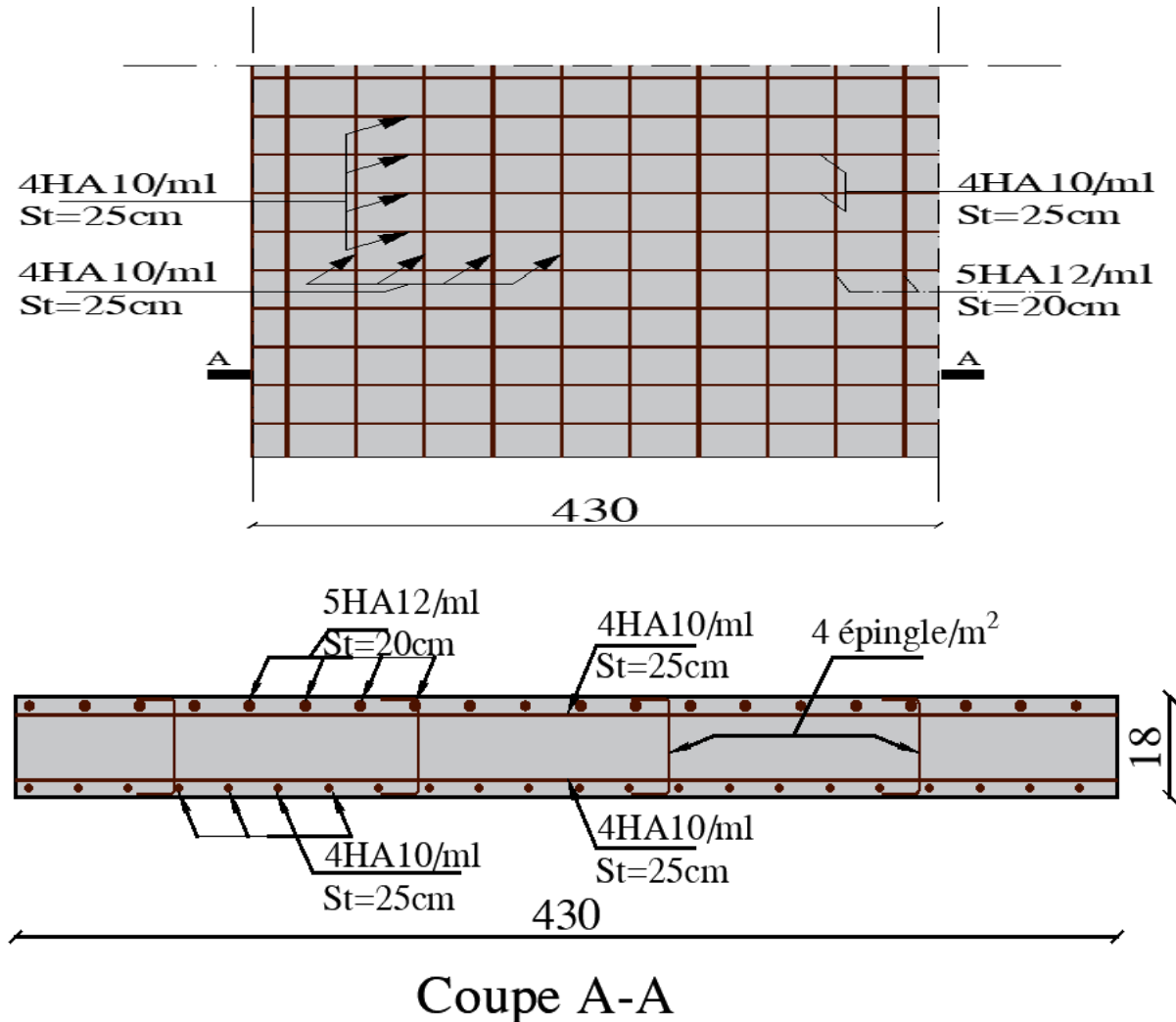


Figure V. 9 Schéma de ferrailage du voile périphérique

Conclusion

L'étude de l'infrastructure est une étape très importante dans le calcul des ouvrages en béton armé. Pour notre structure nous avons choisie comme fondation des semelles filante vue les caractéristiques mécaniques du sol et la géométrie de la structure.

Afin de stabiliser le massif de sol des deux sous sol et de supporter les poussées des terres, un voile périphérique à était prévu et calculer comme des panneaux de dalles sur quatre appuis.

Conclusion générale

L'étude de cet ouvrage nous a permis d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment, et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus universitaire. Ce travail nous a bien clarifié les différentes étapes menées lors d'une étude d'un projet de construction, tout en respectant la réglementation en vigueur.

Cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ✓ Le pré dimensionnement des éléments d'une structure est une étape primordiale pour un projet de construction.
- ✓ La modélisation de la structure en utilisant le logiciel de calcul « ETABS » nous a permis de faire un calcul dynamique facile, rapide et proche de la réalité.
- ✓ L'importance incontestable de la disposition constructive des voiles sur le comportement de la structure.
- ✓ L'influence de l'emplacement des vides notamment la cage d'escalier sur les modes de vibration comme la torsion qu'il faut éviter.
- ✓ L'influence de la vérification de l'interaction voile-portiques sur le dimensionnement des éléments porteurs.
- ✓ La vérification de second ordre (effet P- Δ) garantit la stabilité de la structure vis-à-vis les déplacements horizontaux.
- ✓ Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants au niveau des zones nodales.
- ✓ Pour l'infrastructure, les semelles filantes est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, et afin d'éviter le chevauchement des semelles isolées.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

IIIE. CONCLUSION

Le Site choisi est sur un terrain en pente moyenne et irrégulière, constitué de limons argileux carbonatés graveleux et parfois schisteux altérés avec passage de galets et pierres d'origine calcaire. C'est un terrain à vocation agricole (olivaie).

Les essais pénétrométriques réalisés sur le terrain indiquent une certaine hétérogénéité particulièrement

– horizontale du terrain.

Nous avons remarqué l'existence de couches de sols, de faible à moyenne compacité dans la partie Sud et Ouest du terrain allant jusqu'à une profondeur de -9^m.80. Ces couches doivent être sérieusement prises en compte pour éviter un glissement circulaire potentiel des versants et un éventuel basculement des blocs.

Mani donnée :

e L'importance des charges que le terrain devra supporter ;

• L'importance des terrassements prévus ;

Risque de pluies pendant les travaux de terrassements.

Il est recommandé de commencer par protéger le talus, d'éventuels mouvements du sol en procédant à :

- o Réalisation d'un mur de protection du pied du talus (au niveau du niveau du talweg) afin d'arrêter l'érosion du pied de versant par les crues du talweg et les eaux de ruissellement.*
- o Drainer toute les eaux superficielles vers l'extérieur de la zone à urbaniser (les eaux ne doivent pas traverser et ruisseler sur le terrain d'assise) ;*
- o Ne pas entreprendre de grands terrassements en périodes de pluies (en sol très humide). pour éviter de déclencher un mouvement brusque du sol.*
- o Eviter la- réalisation de talus de grande hauteur en procédant sous forme de gradins.*

Du point de vue géotechnique et par rapport à la réalisation des fondations des différents immeubles, on préconisera l'emploi de fondations superficielles, type semelles filantes.

Il est préconisé l'utilisation de semelles filantes avec armatures transversales et poutres de rigidité : étant donnée la nature du sol hétérogène qui nécessite de donner aux fondations une certaine rigidité longitudinale capable de palier aux tassements différentiels, la fondation par semelle filante doit porter les charges en travaillant en poutre longitudinale.

Les plates formes à-dégager et devant servir d'assise pour les blocs seront réalisées comme suite :

'o Bloc F :

1, a plate forme sera à 390" et l'ancrage des fondations à -2" (388") pour un taux de travail de 1.8 bars.

o Bloc C. 1) et E :

plate forme sera à 391' et l'ancrage des fondations à -2" (389¹¹) pour un taux de travail de 1.8 bars.

Bloc B1 et B2:

La plate forme sera à une altitude de 385m et l'ancrage des fondations à -2' (383') pour un taux de travail de 1.8 bars.

o Bloc A1 et A2 :

La plate forme sera à une altitude de 39e. et l'ancrage des fondations à -2' (388) pour un taux de travail de 1.6 bars.

Il est par ailleurs, possible de prévoir les assises des blocs en deux plates formes séparées par des murs de soutènement ou adossés ancrés à au moins -3' par rapport au niveau de la plate forme.

L'ancrage du bloc F (projeté en R⁻¹-10) doit être assez profond pour assurer une très bonne stabilité au renversement.

Aussi, on conseille :

- *Pour assurer plus de solidarité entre les constructions via à vis de la stabilité. générale, il est souhaitable de réfléchir à la méthode (si possible) de les lier dans le sens de la pente, afin .d'avoir un tissu urbain compact et en harmonie avec le relief*

a Il est souhaitable d'établir un plan des terrassements généraux, qui permettra un contrôle des remblais, des déblais et des points de stockage et permettra aussi une meilleure organisation et mécanisation des travaux de terrassement.

Procéder à la revégétalisation consciencieuse du site (par des arbres d'eucalyptus, olives...) essentiellement -en amont et en parallèle des talus.

Les travaux de terrassements en aval des talus après réalisation des blocs, sont très délicats et aventureux. L'élaboration des réseaux d'E.E.P,- E.E.0 et A.E.P draconien et surtout très étanches. (en les posant dans des caniveaux par exemple).

En plus de l'aspect économique, il est toujours risqué de trop modifier les terrains en pente par rapport à leur état d'équilibre initial.

I.B : Le calcul des fondations doit être, soigneusement élaboré, car sur les terrains en pente les résultantes des forces (essentiellement de charges) ne sont pas verticales et vont dans le sens du glissement.

Aspect géophysique-du site

Les constructions projetées sont de type usage d'habitation et commercial prévues avec des R±5 et structures mixtes ; Béton armé et

la wilaya de Béjaïa n'est pas épargnée par le phénomène sismique, provoquant ainsi des désordres dans le

- milieu urbain. Deux régions géologiquement distinctes sont l'objet de séismes plus ou moins fréquents, à savoir : les Babors et les Bibans.

Notre site est concerné par la sismicité de la région des Bibans. En effet, l'axe anticlinal qui s'étend de • Berouagui.a au Guergour et qui forme les Bibans -est jalonné par d'importants foyers séismiques : Médéa,

- Mansourah et Medjana et Beni Ouertilane entre autres. De petites à moyennes secousses se sont produites. Elles sont toutefois rares par rapport à celles enregistrées dans les régions littorales mais néanmoins plus
- violentes.

Selon le règlement parasismique algérien « R.P.A » et la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie, classification 2003 :

a Le site se trouve dans une zone de moyenne sismicité,IIa ;

- Le site est de catégorie S2, qui concerne les sols ferme ; a L'ouvrage est classé dans le group II3,

— V. ItECONNAISSANCES GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES

— I. Organisation des investigations sur site

A tin de tâter au maximum le terrain et vérifier l'homogénéité horizontale et verticale du terrain, on a procédé

en premier lieu à des sondages pénélennétriques au moyen d'un pénétromètre dynamique lourd » au niveau de points éparpillés sur toute la surface du terrain d'assise (voir plan d'implantation des essais géotechniques).

Les résultats obtenus ont servi au calcul de la portance du sol ainsi qu'à l'implantation de manière plus efficace, des sondages de reconnaissance.

2 ennunenlaireS géologiques et géotechniques

ai Essai de pénétration dynamique « P.D.L »

jo a donc procédé à vingt sondages pénétrométriques sur les surfaces à bâtir, au moyen de pénétromètre Hynarruque lourd « POL ».

Annexe_

SCP

- LABORATOIRE 8s ENGINEERING DE LA CONSTRUCTION

SIEGE SOCIAL 21, BOULEVARD DES FRERES OUKOUCHE — CITE REMLA BEI/UA -

TEL OS 55 03 93 66 / 67 / 68

Date : 05.12.2009

Envoi n° : 059/LEHC/2009

7goe LE GERANT DE E.T.B TCE

ASBAI ABDELKARIM SEDDOUK

RESULTATS COMPLEVIENTAIRES

Opération : ÉTUDE DE SOL
Projet : ENSEMBLE IMMOBILIER A L'MIZAB SEDDOUK C° DE SEDDOUK

Monsieur,

Ce site est sur un terrain en pente irrégulière plus ou moins abrupte sous forme d'un monticule limité par deux talwegs, au Sud Ouest et au Nord Est. Le terrain es'. : constitué de limons schisteux à marneux schisteux altéré carbonaté en surface et schisteux marneux très compact en profondeur. C'est un terrain à vocation agricole (olivaie).

Des essais pénétrométriques ainsi que des sondages de reconnaissance ont été réalisés sur le terrain suivant l'implantation des différents blocs prévus dans le plan de masse remis par le maître de l'oeuvre.

A cet effet, il est impératif de commencer par protéger le talus, d'éventuels mouvements du sol. Pour cela :

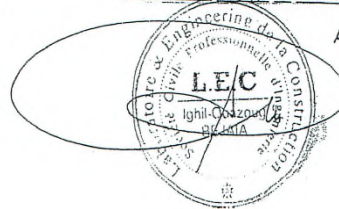
- ✓ Réalisation de murs de protection au pied des talus, en béton armé afin d'arrêter leur érosion : par les criles du talweg et les eaux de ruissellement.
- 7 Adopter les caractéristiques mécaniques suivantes : $C = 0.47 \text{ bar}$, $(fp = 35^\circ)$ et $\gamma_h = 20.7 \text{ kNim}^3$.
- ✓ Drainer toute les eaux superficielles en dehors de la zone à urbaniser (les eaux ne doivent pas traverser le terrain);
- ✓ Ne pas entreprendre de grands terrassements en périodes de pluies (en sol très humide) pour éviter de déclencher un mouvement brusque du versant.
- Evizer la réalisation de talus de grande hauteiir en procédant sous forme de gradins.

Aussi, on conseille :

- Il est souhaitable d'établir un plan des terrassements général, qui permettra un contrôle des remblais, des déblais et des points de stockage et permettra aussi une meilleure organisation et mécanisation des travaux de terrassement.
- Les travaux de terrassements en aval des talus après réalisation des blocs, sont très délicats et aventureux.
- L'élaboration des réseaux d'E.E.P, E.E.0 et A.E.P draconien et surtout très étanches (en les posant dans des caniveaux)

Le Gérant/

L'ingénieur chargé de l'étude



A. DJEDJIL

Chapitre I

Chapitre II

Chapitre III

Chapitre IV

Chapitre V

LES ANNEXES

**Plans
architecturaux
et conclusion
de rapport de
sol**

Introduction Générale

Conclusion générale

Les plans

Bibliographie

Annexes