REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Dr. YAHIA FARES de MEDEA

Faculté des sciences et de la technologie

Département Génie de la Matière

Filière : Génie Civil

Projet de Fin d'Etudes

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : structures

THEME

Etude d'un bâtiment (S.SOL+RDC+5) à usage d'habitation

Réalisé par :

M^elle^ BENMOULOUD Amel

M^elle^ AMEUR Ikram

Dirigé par :

Mr. KHELLADI Mohamed

Promotion 2014

Remerciements

Au terme de ce travail nous tenons à faire louange à « DIEU » qui nous a donné la force d'achever cette réalisation et aussi, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur : Mr. KHALLADI Mohamed pour ses conseils et son aide précieux.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de génie civil qui nous ont offert tout ce savoir.

Nos gratitudes à tous les membres de jury qui nous ont font l'honneur de juger notre travail.

Un grand merci à tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin à l'élaboration de ce projet surtout à l'ingénieur OULD TURKI Benaissa et les ingénieurs HMIDA Amine et HADID Amine, à l'architecte ZOUAOUINE Mohamed, et à tous mes collègues de génie civil.

Nous leur disons merci de tous nos cœurs.

Amel et Ikram.

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى:

دراسة وهيكلة بناية من الخرسانة المسلحة المكونة من (طابق ارضي+ 5 طوابق + طابق تحت الأرض) متعددة الاستعمال و المفروض بناؤها بتبازة والمصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم (III)

مقاومة البناية بكل الحمولات العمودية والأفقية ، مضمونة ومحققة بواسطة العارضات والأعمدة + جدران مسلحة .

قياس الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر :

-القواعد الجزائرية المضادة للزلازل - قانون الخرسانة المسلحة.

الدراسة الديناميكية للبناية تمت وفق الطريقة العددية التي تعتمد أساسا على تقنيات حساب الهياكل واستعمال برنامج (V12 SAP2000)

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات

Résumé

Ce projet est une conception et étude d'un bâtiment à usage d'habitation contenant (S.SOL+RDC+5) sera implanté à TIPAZA, cette région est classée comme une zone de haute sismicité (zone III).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système des voiles porteurs.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).

Le calcul des différents efforts sous l'effet des sollicitations statiques et dynamique a été réalisé automatiquement moyennant le logiciel (SAP2000V12).

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Abstract

The purpose of this project is the study of a reinforced concrete structure (One underground + ground first floor + 6floors) for residential use and that will be implemented in TIPAZA, which integrated in the seismic zone (III).

The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is assured by a frame system with shear walls.

The measurement and the scraps of the resistant elements were done according to the Algerians rules (CBA.93 and RPA99)

The dynamic study was carried out using the (SAP2000V12) software.

Finally we have studied the infrastructure of that structure by calculating the foundation

sommaire

Remerciement

Dédicace

Résumé

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Notations

Introduction général

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction ……..…… 01
I.2. Caractéristique géométriques de l'ouvrage ……..……... 01
I.2.1. Dimensions ……..…….. 01
I.2.2. Système de contreventement …….…… 01
I.2.3. Planchers ……...……..…….. 01
I.2.4. Maçonnerie ...…… 01
I.2.5. Revêtements ...…….. 02
I.2.6. L'acrotère …….. 02
I.2.7. Escalier ……..…… 02
I.2.8. Local d'ascenseur …….. 02
I.2.9. Infrastructure …… 02
I.3. Caractéristique mécaniques des matériaux …….…… 03
I.3.1. Le béton ……..… 03
I.3.2. Les aciers ……..…. 03

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. LES PLANCHERS ……...…… 05
II.1.1. Plancher à corps creux …… 05
II.1.2. Dalle pleine ……..…… 06
II.2. Evaluation des charges et surcharges ……. 06
II.2.1. Plancher terrasse …….. 06
II.2.1.1. Charges permanentes ……... 06
II.2.1.2. Surcharges d'exploitation …… 07
II.2.2. Plancher courant …….. 08
II.2.2.1. Charges permanentes ……... 08
II.2.2.2. Surcharges d'exploitation …… 08
II.2.3. MAÇONNERIE ……..… 09
II.2.3.1. Charges permanentes (Murs extérieurs doubles-cloisons) … 09
II.2.3.2. Charges permanentes (Murs intérieurs simples-cloisons) … 09
II.2.4. Balcon …….. 10
II.2.4.1. Charges permanentes …… 10
II.2.4.2. Surcharges d'exploitation ……. 10
II.2.5. Les escaliers ……...…….. 10
II.2.5.1. Charges permanentes (Palier) ……..……. 10

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I-1: Plans d'architectures de la structure ...…….…… 04

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Figure II-1: Dimensionnement de plancher corps creux …… 05
Figure II-2: Dimensions du corps creux ……. 05
Figure II-3: Composants d'un plancher terrasse …… 03
Figure II-4 : Mur double cloison (gauche); Mur simple cloison (droite) ……... 09
Figure II-5: Représentation du poteau le plus sollicité ……... 14
Figure II-6: Coupe de voile en élévation …… 17

Chapitre III : Calcule des éléments secondaires

Figure III-1 : L'acrotère ……. 19
Figure III-2 : Ferraillage de l'acrotère …… 21
Figure III-3 : disposition constructive des armatures de la table de compression …. 22
Figure III-4 : schématisation de la poutrelle avant coulage ……... 23
Figure III-5 : Choix de disposition des étais …….. 25
Figure III-6: les sections considérées pour le calcul des ferraillages, En travée (à gauche); En appui (à droite) …….. 34
Figure III-7 : ferraillage des poutrelles ……... 37
Figure III-8: dalles pleine sur 4 appuis ; Les dimensions sont prises entre axe ……. 38
Figure III-9 : Représentation d'un escalier ……. 43
Figure III-10 : Dimensions de l'escalier (1er volet) …… 43
Figure III-11 : Schéma statique à l'E.L.U ……... 45
Figure III-12 : Schéma statique à l'E.L.S ……... 46
Figure III-13 : dimension de l'escalier (2ème volet) …… 50
Figure III-14 : Schéma statique à l'E.L.U ……..… 51
Figure III-15 : Schéma statique à l'E.L.S ……... 52
Figure III-16 : Dimensionnement de la poutre palière ……... 18
Figure III-17: Différents efforts dans la poutre palière(ELU) ……... 57
Figure III-18: Différents efforts dans la poutre palière(ELS) …… 57
Figure III-19: ferraillage de la poutre palière …… 62
Figure III-20 : Dimensions de la dalle machine ……. 62
Figure III-21 : Déférentes charges agissantes sur la dalle …….. 63
Figure III-22 : Les lignes de rupture …….. 65
Figure III-23 : la vérification de non poinçonnement …… 70

Chapitres IV : Etude dynamique

Figure IV-1 : Vue de la structure en 3D …… 71
Figure IV-2 : disposition des voiles ……... 72
Figure IV-3: disposition des voiles en 3D …….. 72
Figure IV-4: dimension des voiles et poteaux ……..... 75
Figure IV-5: Spectre de réponse ……. 80
Figure IV-6: Le comportement de la structure selon les trois premiers modes ……. 81
Figure IV-7: Les forces agissent sur la stabilité au renversement …….. 85

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I-1 : Caractéristique du béton ……... 03
Tableau I-2 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances ……... 04

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Tableau II-1 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible …… 06
Tableau II-2- charges permanentes du plancher terrasse accessible terrasse ……. 07
Tableau II-3- charges permanentes du plancher courant (corps creux) …… 08
Tableau II-4- charges permanentes du plancher courant (dalle pleine) ……. 08
Tableau II-5- charges permanentes du mur (double cloison) ……. 09
Tableau II-6- charges permanentes du mur (simple cloison) ……. 09
Tableau II-7: Charge permanente due aux balcons …… 10
Tableau II-8: Charge permanente due au palier ……. 10
Tableau II-9: Charge permanente due au palliasse …… 10
Tableau II-10: pré dimensionnement des poteaux ……. 12
Tableau II-11: détermination de la longueur de flambement et de $\overline{N}_u$ ……... 14
Tableau II-12: Tableau des charges permanentes ……... 15
Tableau II-13: Tableau des charges d'exploitation …… 15
Tableau II-14: Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau …….. 16
Tableau II-15: Détermination des sections des voiles …… 17

Chapitre III : Calcule des éléments secondaires

Tableau III-1 : Les charges ……. 19
Tableau III-2 : Les efforts …….. 20
Tableau III-3 : Les données de l'acrotère ……... 20
Tableau III-4 : les charges de la poutrelle avant collage …… 23
Tableau III-5 : Calcul des moments ……... 24
Tableau III-6 : Détermination le nombre des étaiements ……..…… 25
Tableau III-7 : méthode forfaitaire ……. 26
Tableau III-8 : Actions de calcul des poutrelles après coulage …….. 27
Tableau III-9 : Sollicitations de calcul des poutrelles après coulage pour la clarté des schémas, l'échelle n'est pas respectée …… 28
Tableau III-10 : Récapitulations des efforts internes ……. 34
Tableau III-11 : calcule des armatures ……... 35
Tableau III-12 : ferraillages longitudinaux des poutrelles ……. 35
Tableau III-13 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement .36
Tableau III-14 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles ……. 36
Tableau III-15 : les actions sur la dalle …….. 38
Tableau III-16 : Détermination des coefficients μ_x et μ_y …… 39
Tableau III-17 : les données de la dalle pleine ……... 39
Tableau III-18 : Calcul des sections de la dalle pleine ……... 40
Tableau III-19 : Vérification à l'E.L.S …….. 40
Tableau III-20 : Vérification au cisaillement …… 41
Tableau III-21 : Vérification de flèche de la dalle …… 41
Tableau III-26 : G du palier de repos de l'escalier …… 44
Tableau III-27 : G de la paillasse de l'escalier ……... 44
Tableau III-28 : Combinaison des charges de l'escalier …… 45

notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, A min: :Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
Br : Section réduite du béton d'un poteau.
Bt : Section de la partie tendue.
Lt : Largeur de la section tendue.
Mt : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.
Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
Ie : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.
Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S '
N : Effort normal.
Nser : Effort normal de service.
NU : Effort normal ultime.
Tu : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
fe : Limite d'élasticité de l'acier.

INTRODUCTION GENERAL

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste en l'étude et aux calculs des éléments résistants d'un bloc (RDC+5+Sous-sol) en béton armé contreventé par des voiles, à usage d'habitation.

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes:

- présentation de l'ouvrage avec précision des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés et la conception de contreventement du bâtiment, ainsi, leur pré dimensionnement et aussi le calcul des éléments secondaires (l'acrotère, planchers, escaliers, dalles pleines); cette étape fait l'objet des chapitres I, II et III ;

- le chapitre IV quant à lui traite des les caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure (centre de masse, centre de torsion, l'excentricité,) ainsi que l'étude dynamique qui à été menée par l'utilisation du logiciel de calcul SAP2000V12 ;

- l'étude des portiques et voiles sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure est présentée au chapitre V ;

- l'estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure, le choix du type de fondation le plus convenable, le calcul et le ferraillage de l'ensemble des éléments qui assurent la stabilité de la superstructure, font l'objet du chapitre VI ;

- le travail est terminé par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction

L'ouvrage étudié sera implanté à Tipaza, classé selon le RPA 99 version 2003 (ADDEND. AUX REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES) comme une zone de haute sismicité (zone III). Notre étude sera conforme aux exigences des règles CBA93.

I.2. Caractéristique géométriques de l'ouvrage

I.2.1. Dimensions

Les dimensions du bâtiment en plan et en élévation sont les suivantes :

- Longueur L = 22.80 m ;
- Largeur *l* = 22.80 m ;
- Hauteur de sous-sol h = 3.20 m ;
- Hauteur de RDC et d'étage courant h = 3.20m ;
- Hauteur totale du bâtiment H = 22.40m.

I.2.2. Système de contreventement

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 11m, alors le règlement parasismique Algérien (RPA99) préconise un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'intersection portiques-voiles.
Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que leurs interactions à tous les niveaux.
Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.2.3. Planchers

Nous avons utilisé (2) deux types de planchers, dont le rôle est de résister aux charge verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

- planchers à cops creux ;
- planchers à dalle pleine.

I.2.4. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

Le prédimensionnement est un calcul préliminaire, il permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts.

II.1. Les planchers

Un plancher est une aire plane horizontale qui sert à limiter les étages, sa fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs, ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.1.1. Plancher à corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux la hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

$$\mathbf{(L/25) \leq h_t \leq (L/20)}$$

Avec : L: longueur max de poutrelle d'axe en axe.

L = 4.90 m d'où alors $19.60 \text{ cm} \leq h_t \leq 24.50 \text{ cm}$.

On adoptera $h_t = 20$ cm telle que : $h_t = d + e$

d= 16cm (hauteur de corps creux).

e= 4cm (hauteur de la dalle de compression).

Donc $h_t = (16 + 4)$ cm.

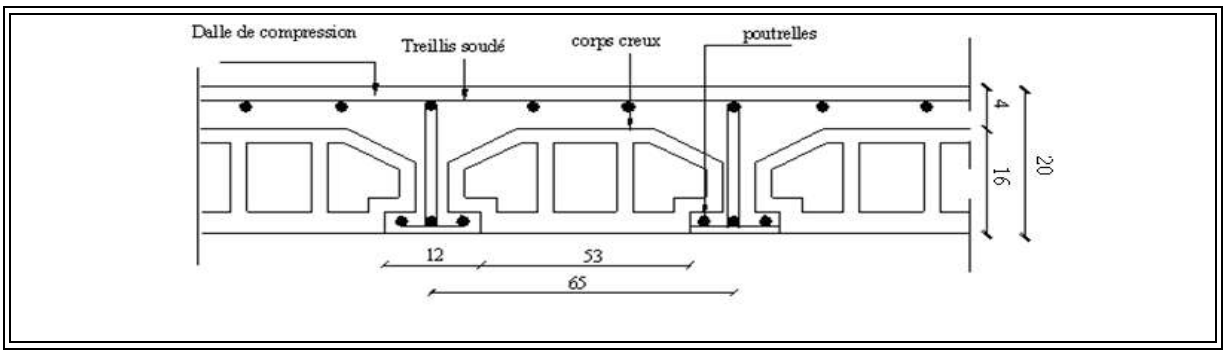


Figure II-1: Dimensionnement de plancher corps creux

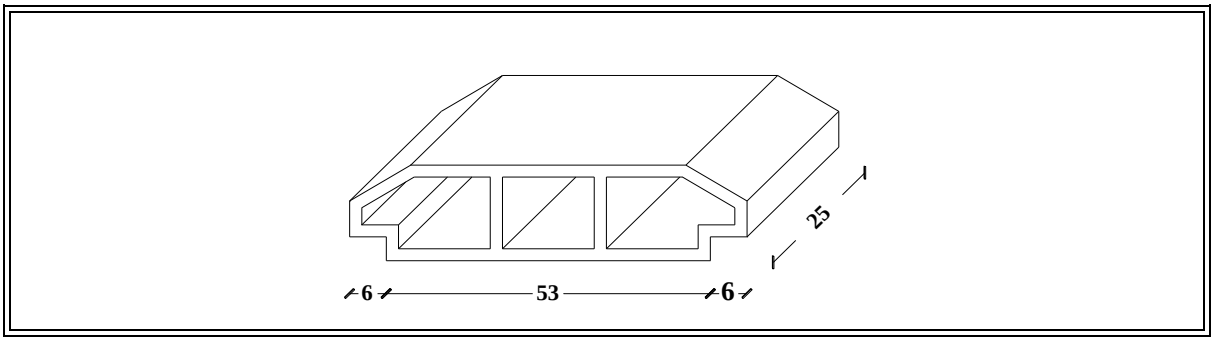


Figure II-2: Dimensions du corps creux

II.1.2. Dalle pleine

Le prédimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

Critère de résistance :

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :……. [CBA 93]

(Lx/50) ≤ ep ≤ (L x /40)

- dalle reposant sur deux appuis :

(Lx / 35) ≤ ep ≤ (Lx / 30)

Où : ep : épaisseur de la dalle.

L_x : la plus grande portée mesurée entre nu.

Sécurité contre l'incendie :

ep = 7cm peut assurer un coupe-feu d'une heure.

ep = 11cm peut assurer un coupe-feu de deux heures.

Condition d'isolation acoustique :

ep ≥ 15 cm.

Alors on a :

- Critère de résistance $325/50 \leq ep \leq 325/40 \Rightarrow 6.50 \leq ep \leq 8.125$;
- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm ;
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm.

Et on adoptera pour la dalle plaine: e_p =15cm

II.2. Evaluation des charges et surcharges

II.2.1. Plancher terrasse

II.2.1.1. Charges permanentes

Tableau II-1 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible

N^0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Liége (isolant)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				6.60

On prendra la charge permanente pour une terrasse inaccessible G=6.60 kN/m².

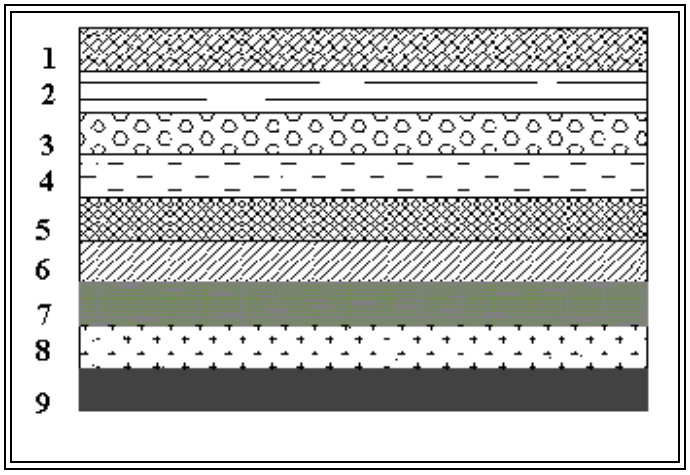


Figure II-3: Composants d'un plancher terrasse

II.2.1.2. Surcharges d'exploitation

Le plancher terrasse est inaccessible : Q = 1kN/m^2.

Le plancher terrasse est accessible : Q = 4kN/m^2.

On prendra la charge d'exploitation pour une terrasse inaccessible Q=1 kN/m².

II.2.2. Plancher courant

II.2.2.1. Charges permanentes

Tableau II-3- charges permanentes du plancher courant (corps creux)

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.30	18.00	0.54
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.20
6	Cloison légère	0.10	-	1.62
Charge permanente G				6.00

Tableau II-4- charges permanentes du plancher courant (dalle pleine)

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Lit de sable	0.03	18.00	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
4	Dalle pleine	0.15	25.00	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.20
6	Cloison légère + enduit de ciment	0.10	-	1.62
Charge permanente G				6.95

II.2.2.2. Surcharges d'exploitation

La charge d'exploitation des planchers courants et RDC à usage d'habitation est

$Q = 1.5kN/m^2$.

II.2.3. MAÇONNERIE

II.2.3.1. Charges permanentes (Murs extérieurs doubles-cloisons)

Tableau II-5- charges permanentes du mur (double cloison)

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
01	Enduit en plâtre	0.01	10	2x0.10
02	Enduit en ciment	0.02	18	2 x 0.36
03	Brique creuse	0.10	9	2 x 0.90
04	Lame d'aire	0.10	/	/

Charge permanente G	2.72

II.2.3.2. Charges permanentes (Murs intérieurs simples-cloisons)

Tableau II-6- charges permanentes du mur (simple cloison)

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
01	Enduit en plâtre	0.01	10	0.1
02	Enduit en ciment	0.02	18	2x0.36
03	Brique creuse	0.10	9	0.9
Charge permanente G				1.72

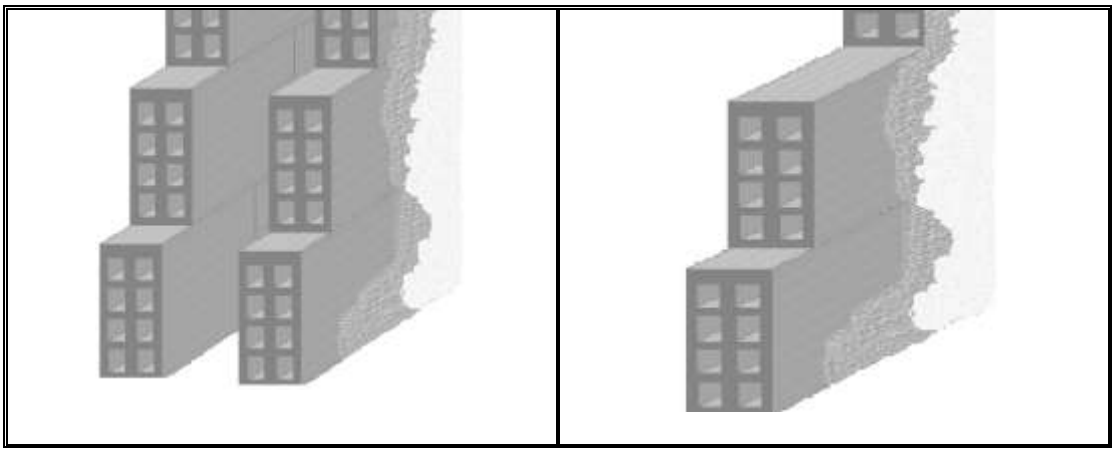


Figure II-4 : Mur double cloison (gauche) ; Mur simple cloison (droite)

II.2.4. Balcon

II.2.4.1. Charges permanentes

Tableau II-7: Charge permanente due aux balcons

N°	composant	Epaisseur (m)	poids volumique (KN/m³)	poids surfaciques (KN/m²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	lit de sable	0,03	18	0,54
4	dalle en béton armé	0,15	25	3,75
5	enduit en ciment	0,02	18	0,36
total				5,49

II.2.4.2. Surcharges d'exploitation

La charge d'exploitation du balcon est Q=2.5 KN/m².

II.2.5. Les escaliers

II.2.5.1. Charges permanentes (Palier)

Tableau II-8: Charge permanente due au palier

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	poids surfaciques (KN/m²)
1	carrelage grés céramique	0,02	22	0,44
2	mortier de pose	0,03	20	0,6
3	lit de sable	0,03	17	0,51
4	dalle en béton arme	0,1	25	2,5
5	enduit en ciment	0,02	18	0,36
total				4,41

II.2.5.2. Charges permanentes (Palliasse)

Tableau II-9: Charge permanente due au palliasse

N°	DESIGNATION	EPAISSEUR (m)	poids volumique (KN/m³)	poids surfaciques (KN/m²)
1	carrelage grés céramique	0,02	22	0,44
2	mortier de pose	0.02+0.03	20+18	0.4+0.54
3	marche	0.17/2	22	1,87
4	paillasse	0,15	25	3,75
5	enduit en ciment	0,02	18	0,36
total				7,36

II.2.5.3. Surcharges d'exploitation

Pour l'escalier on a Q= 2.5 KN/m².

II.3. Les poutres

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

II.3.1.Prédimensionnement

Elles sont prédimenssionées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (C.B.A.93) à partir de L (L: la plus grande portée mesurée à nu d'appuis), comme suit:

$$\frac{\mathbf{L}}{\mathbf{15}} \leq \mathbf{h} \leq \frac{\mathbf{L}}{\mathbf{10}}$$

$$0.3 \cdot h \leq b \leq 0.7 \cdot h$$

II.3.2.Vérification vis-à-vis du RPA99

Pour la zone III(zone de forte sismicité); les Règles Parasismiques Algériennes RPA99+modificatifs et compléments aux RPArpa99, les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-dessous:

$b \geq 20cm$

$h \geq 30cm$

$h/b \leq 4.0$

$b_{max} \leq 1.5h+b_1$

Avec $e \leq \max(b_1/2 , h_1/2)$

II.3.3 Vérification de la flèche:

$$\text{Si } L \leq 5m \Rightarrow f \leq \frac{L}{500}$$

$$\text{Si } L>5m \Rightarrow f \leq \frac{L}{1000} + 0.05$$

Pour les éléments en console:

$$\text{Si } L \leq 2m \Rightarrow f \leq \frac{L}{250}$$

II.3.4. Poutres principales

On a L_{max}= 5.85 m

Alors : 39.00 ≤ h ≤ 58.50 On prend h = 45 cm

Et 13.50 ≤ b ≤ 31.50 On prend b = 35cm.

II.3.4.1. Vérification selon le R .P.A 99

Les vérifications seront faites pour le cas le plus défavorable des dimensions.

b = 35 > 20 cm (C.V)

h = 45 > 30 cm (C.V)

$h/b = 1.50 \leq 4.0$ (C.V)

b_{max}= 35 cm ≤1.5h+b_1=120cm (C.V)

Conclusion : toutes les vérifications de R.P.A 99 sont satisfaisantes.

II.3.5. Poutres secondaires

On a **:** $L_{max} = 4.90$ m

Alors : $32.67 \text{ cm} \leq h \leq 49.00 \text{ cm}$ On prend $h = 40$ cm

Et $12.00 \leq b \leq 28.00$ On prend $b = 30$ cm.

II.3.5.1. Vérification selon le R .P.A 99

$b = 30 > 20$ cm (CV)

$h = 40 > 30$ cm (CV)

$h/b = 1.40 \leq 4$ (CV)

Conclusion : toutes les vérifications de R.P.A 99 sont satisfaisantes.

II.4. Les Poteaux

Pour le prédimensionnement des poteaux on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but, l'évaluation des actions de charges permanentes et d'exploitation; donc le poteau sera prédimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

Tableau II-10: pré dimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		5	4	3	2	1	RDC	S.S
Dimension du poteau	b_1 (cm)	30	35	35	40	40	45	45
	h_1 (cm)	30	35	35	40	40	45	45

II.4.1. Dimensions des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux est supposé sur la base de la condition suivante :

min (b_1, h_1) ≥ 30cm

II.4.2. Calcul de la longueur de flambement L_f et l'effort Nu

- Choisir le poteau le plus sollicité ;
- Calcul de la surface reprise par le poteau ;
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation ;
- Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau .

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

Vérifier : $$\mathbf{N_{ultime} \leq \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha} \quad \textbf{[1]}$$

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul $\mathbf{A = \frac{B}{1000}}$

$\mathbf{B_r}$: la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6.\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases} \quad \textbf{[1]}$$

Avec:

$\lambda = \dfrac{L_f}{i}$ C'est l'élancement mécanique

L_f=0.7 L_0 : C'est la longueur de flambement.

i= $\sqrt{\dfrac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration; où:

$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ $I = \frac{h.b^3}{12}$ (Poteau carré).

$i = \frac{D}{4}$ $I = \frac{\pi D^4}{64}$ (Poteau circulaire).

Tableau II-11: détermination de la longueur de flambement et de $\overline{N}_u$

niveau	a*b (cm²)	L (m)	i=b/√12 (m)	Lf=0,7*L (m)	λ=Lf/i (cm)	α=0,85/1+ 0,2*(λ/35)²	Br (mm²)	As (mm)	Nu (N)
5	30X30	3,2	0,087	2,24	25,87	0,766	78400	90	1136542,07
4	35X35	3,2	0,101	2,24	22,17	0,787	108900	122,5	1620353,65
3	35X35	3,2	0,101	2,24	22,17	0,787	108900	122,5	1620353,65
2	40X40	3,2	0,115	2,24	19,40	0,801	144400	160	2185961,82
1	40X40	3,2	0,115	2,24	19,40	0,801	144400	160	2185961,82
rdc	45X45	3,2	0,130	2,24	17,24	0,811	184900	202,5	2832813,09
s-s	45X45	3,2	0,130	2,24	17,24	0,811	184900	202,5	2832813,09

II.4.3. Détermination des charges et surcharges

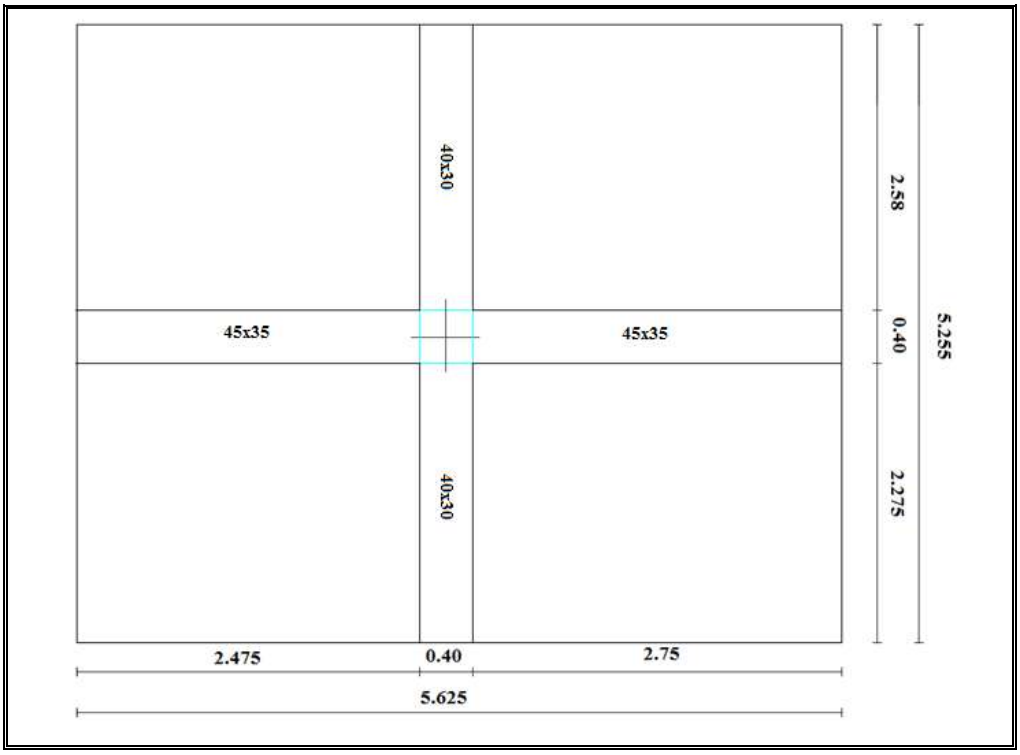


Figure II-5: Représentation du poteau le plus sollicité

- Surface du plancher revenant au poteau: S_p= (5.625-0.25) x (5.255-0.30)

  $\Rightarrow S_p$=26.63 m^2
- Surface total: S_t=5.255x5.625$\Rightarrow$ S_t=29.56m^2
- Charge permanente

  Niveau (terrasse) :

$G_{plancher}$ = 6.6 x 26.63 = 175.78 KN

G_{poteau} = 0.30 x 0.30 x 3.20 x 25 = 7.20 KN

$G_{poutres}$ = 25x[(4.855x0.25x0.35) + (5.225x0.45x0.30)] = 28.25 KN

D'où alors: $G = G_{plancher} + G_{poutres} + G_{poteau}$ = 175.78+28.25+7.20 = 211.23 KN

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau II-12: Tableau des charges permanentes

Étage	$G_{plancher}$ (KN)	$G_{poutre\ principale}$ (KN)	$G_{poutre\ secondaire}$ (KN)	G_{poteau} (KN)	G (KN)	G_{cum} (KN)
$5^{ème}$	175,78	17,63	10,62	7,20	211,23	225,111
$4^{ème}$	159,78	17,63	10,62	9,80	197,83	425,946
$3^{ème}$	159,78	17,63	10,62	9,80	197,83	623,780
$2^{ème}$	159,78	17,63	10,62	12,80	200,83	824,615
1^{er}	159,78	17,63	10,62	12,80	200,83	1025,450
RDC	159,78	17,63	10,62	16,20	204,23	1229,684
S.S	159,78	17,63	10,62	16,20	204,23	1433,919

- Charge d'exploitation

Les tableaux suivant résument tous les résultats :

Tableau II-13: Tableau des charges d'exploitation

	q (KN/m²)	Q (KN)	3+n/2n	Q cum
5eme étage	1	Q0 =29,56		29,560
4eme étage	1,5	Q1 = 44,34	1,000	73,900
3eme étage	1,5	Q2 = 44,34	0,950	113,806
2eme étage	1,5	Q3 = 44,34	0,900	149,278
1er étage	1,5	Q4 = 44,34	0,850	180,316
RDC	1,5	Q5 = 44,34	0,800	206,920
SS	1,5	Q6 = 44,34	0,750	229,090

Loi de dégression: [3]

Plancher terrasse : Q_0

Plancher 4^{eme} étage : Q_0+Q_1

Plancher 3^{eme} étage : $Q_0+0.95\ (Q_1+Q_2)$

Plancher 2^{eme} étage : $Q_0+0.90\ (Q_1+Q_2+Q_3)$

Plancher 1^{er} étage : $Q_0+0.85\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

Plancher RDC : $Q_0+0.80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

Plancher sous-sol : $Q_0+0.75\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$

Effort normal de résistance :

$$\begin{cases} \mathbf{N_u = 1.35G + 1.5Q} \\ \mathbf{\overline{N}_u = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u} \end{cases}$$

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau II-14: Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau

Niveau	Nu (kn)	1,1Nu (kn)	Nuadm (kn)	1,1 Nu < Nudm
5eme étage	348,240	383,064	1136,542	condition vérifié
4eme étage	685,877	754,464	1620,353	condition vérifié
3eme étage	1012,813	1114,094	1620,353	condition vérifié
2eme étage	1337,147	1470,862	2185,961	condition vérifié
1er étage	1654,831	1820,314	2185,961	condition vérifié
RDC	1970,454	2167,499	2832,813	condition vérifié
SS	2279,426	2507,368	2832,813	condition vérifié

II.4.4. Vérification vis-à-vis du RPA 99

On doit vérifier les conditions suivantes:

- Min $(b_1, h_1) \geq 30$ cm. En zone III
- Min $(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 < b_1 / h_1 < 4$

Pour les poteaux circulaires, le diamètre D devra satisfaire les conditions ci-dessous:

- $D \geq 35$ cm En zone III
- $D \geq h_e/15$

Donc, pour le poteau carré (35x35) on a :

Min (35 , 35) = 35 cm $\geq$ 30 cm. (C.V)

Min (35 , 35) =35 cm $\geq$ 323/20 =16.15 cm (C.V)

1/4 < 35/35 = 1 < 4 (C.V)

Conclusion :

Toutes les conditions de RPA99+MODIFICATIFS ET COMPLEMENTS AUX RPA99 sont vérifiées.

II.5. Les voiles

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

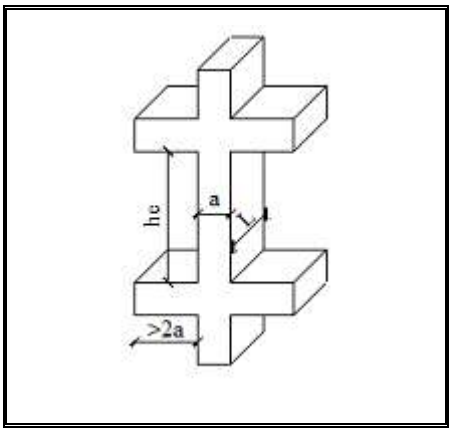


Figure II-6: Coupe de voile en élévation.

Leur épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage "h_e" et des conditions de rigidité aux extrémités.

Pour notre structure: a ≥ MAX (h_e / 22, 15 cm).

Où h_e = 3.20 – 0.35 = 2.75 m. (POUR SOUS-SOL)

On obtient : h_e/22 =12.50cm alors a ≥ max (12.50cm;15cm)= 15cm

Donc, on adopte les épaisseurs suivantes :

Tableau II-15: Détermination des sections des voiles.

Etage	Sous-sol	R.D.C	1	2	3	4	5
L'épaisseur (cm)	15	15	15	15	15	15	15

Le prédimensionnement est un calcul préliminaire, il permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts.

II.1. Les planchers

Un plancher est une aire plane horizontale qui sert à limiter les étages, sa fonction principal est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux élément porteurs, ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.1.1. Plancher à corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux la hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

$$\mathbf{(L/25) \leq h_t \leq (L/20)}$$

Avec : L: longueur max de poutrelle d'axe en axe.

L = 4.90 m d'où alors 19.60 cm $\leq h_t \leq$ 24.50 cm.

On adoptera h_t = 20 cm telle que : h_t = d + e

d= 16cm (hauteur de corps creux).

e= 4cm (hauteur de la dalle de compression).

Donc h_t = (16 + 4) cm.

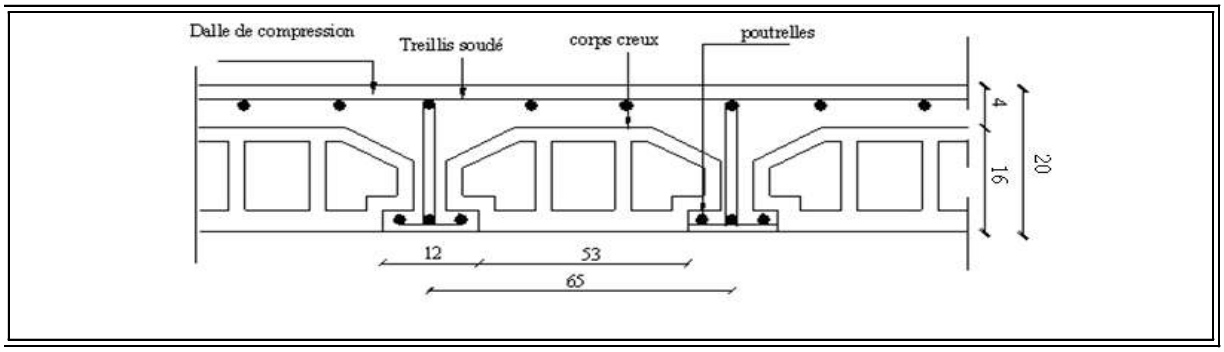


Figure II-1: Dimensionnement de plancher corps creux

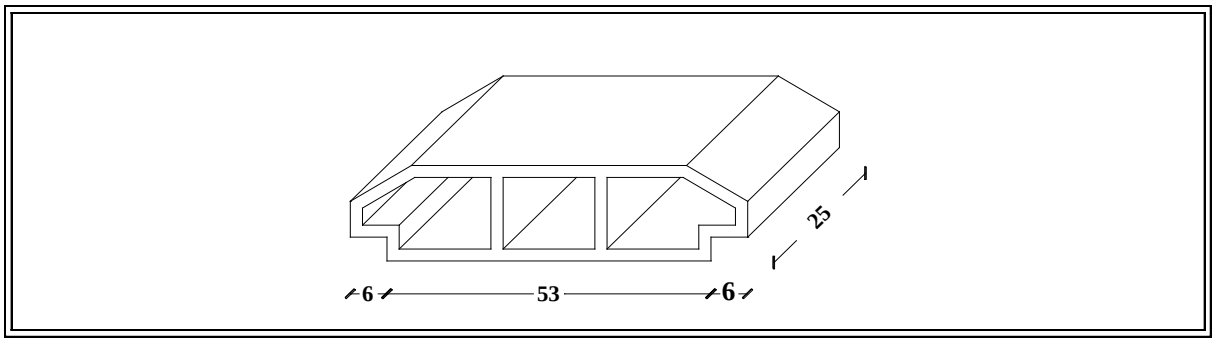


Figure II-2: Dimensions du corps creux

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1. Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur. C'est un système isostatique assimilé à une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1 KN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

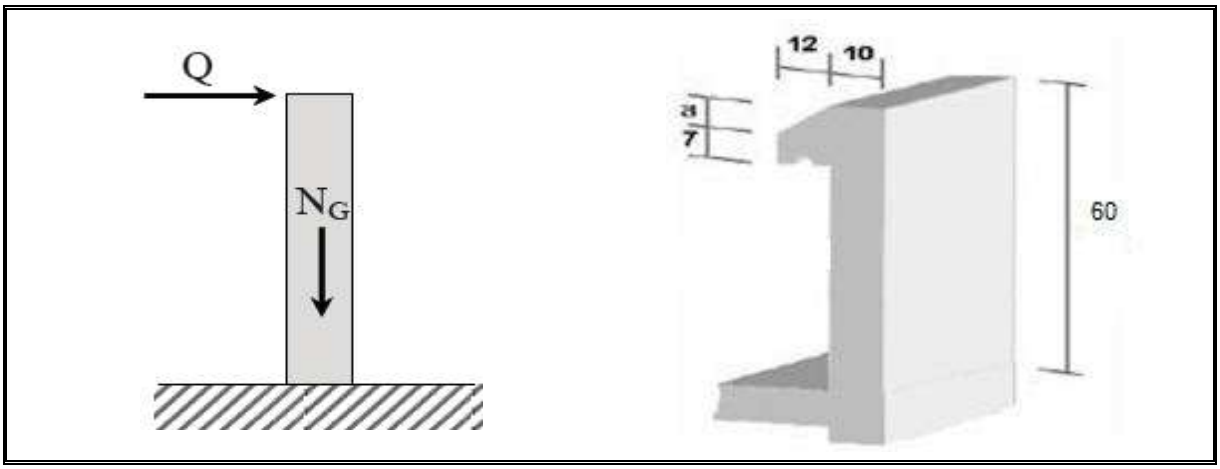


Figure III-1 : L'acrotère

III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations

Tableau III-1 : Les charges

Charge permanente G [KN/ml]	Poids propre : [(0.6x0.1)+(0.12x0.07)+((0.12x0.03)/2)]x1x25=1,755 Revêtement : 2(0.015x0.6x18) = 0,324 G = 2,079
charge d'exploitation Q [KN/ml]	Q = 1

III.1.2. Calcul des efforts

Tableau III-2 : Les efforts

	E.L.U	E.L.S
Effort normal : Nu (KN)	1,35 * G= 1.35*2.079=2.81	G = 2.079
Effort tranchant : Tu (KN)	1,5 * Q = 1,5*1=1.5	Q = 1
Moment d'encastrement: Mu (KN.m)	1,5 * Q * h =1.5*1*0.6=0.9	Q * h = 0.6

III.1.3. Calcul du ferraillage

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée et en situation durable.

Tableau III-3 : Les données de l'acrotère

Données			
f_{c28}	25 MPa	h	10 cm
f_{t28}	2,1 MPa	d	7.5 cm
f_e	400 MPa	c	2.5 cm
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	c'	2.5 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	b	100 cm

III.1.4. Vérification de l'effort tranchant

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à: $F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

$$F = 1.5 - \frac{0.9}{0.9x0.075} = -11.83kN$$

F<0 , Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction,
Donc pas de vérification à faire.

III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivant :

- $F_p = 4.A.C_p.W_p$. (Art.6.2.3);
- A: coefficient d'accélération, (groupe d'usage 2 , zone III) ;
- C_p: facteur de force horizontal, (R.P.A page 43 tab. 6.1) ;
- W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de langueur ;
- A=0.25 ; Cp=0.80 ; Wp= 1,755KN.

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1{,}755 = 1.404 \text{ KN}$$

$$F_p = 1.404 \text{ KN} < T = 1.5 \text{ KN} \ldots\ldots\ldots \text{ (condition vérifier)}$$

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

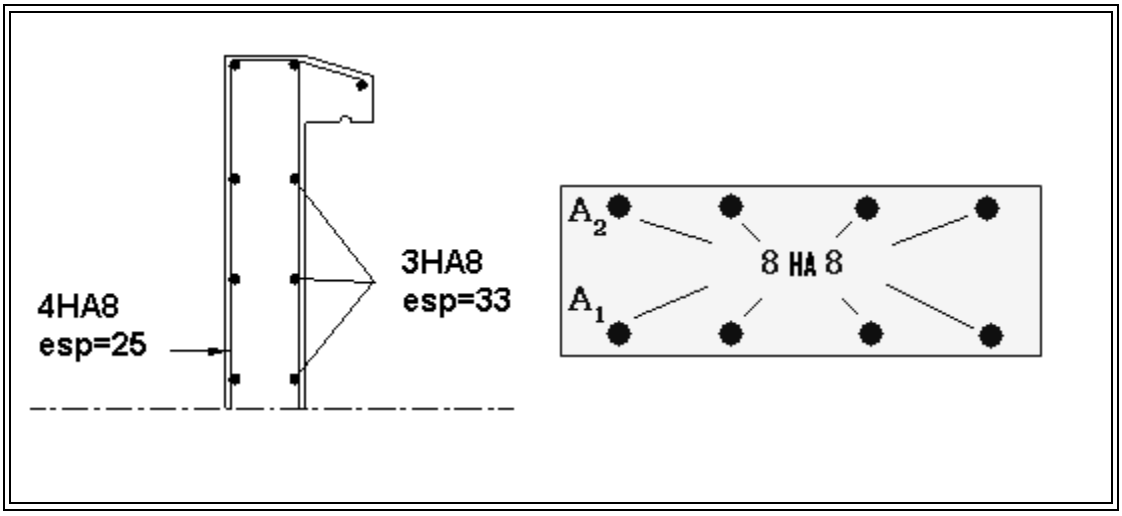


Figure III-2 : Ferraillage de l'acrotère

III.2. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'administration, il est constitué de:

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement ;
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles ;
- Une dalle de compression supérieure en béton de 5 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place) ;

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression ;

- Les poutrelles.

III.2.1. La dalle de compression

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.
La table de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à: 20 cm ;
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : 33 cm ;
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par

$$At \geq 0.02*L*\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe}$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage) ;
- fe: nuance de l'acier FeE520 (fe=520),le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm ;
- At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures
  50cm ≤ (L=65cm) ≤ 65cm ⇒ At ≥ 0.5 cm² /ml.
- La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$Al \geq \frac{At}{2} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{m.l}$$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures. On choisit un treillis soudé :

TLE520: de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5.et un espacement 15 cm.

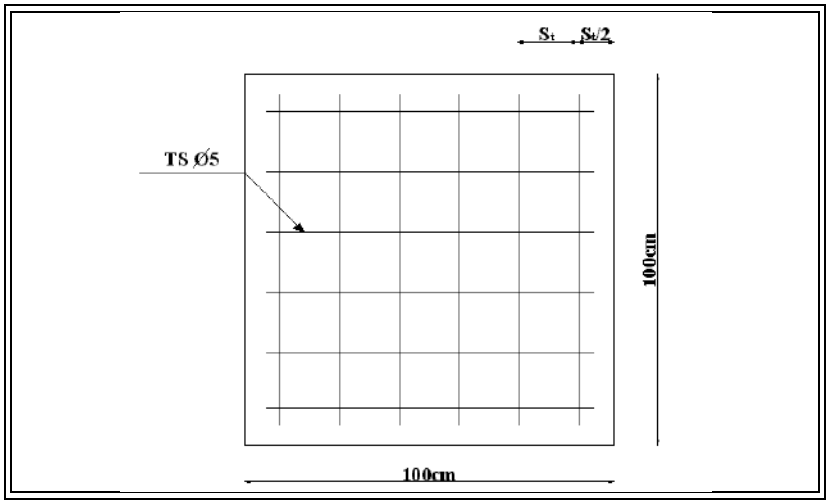


Figure III-3 : disposition constructive des armatures de la table de compression

III.2.2. Les poutrelles

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage ;
- Après coulage.

III.2.2.1. avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

- son poids propre ;
- le poids de corps creux (entrevous) ;
- une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

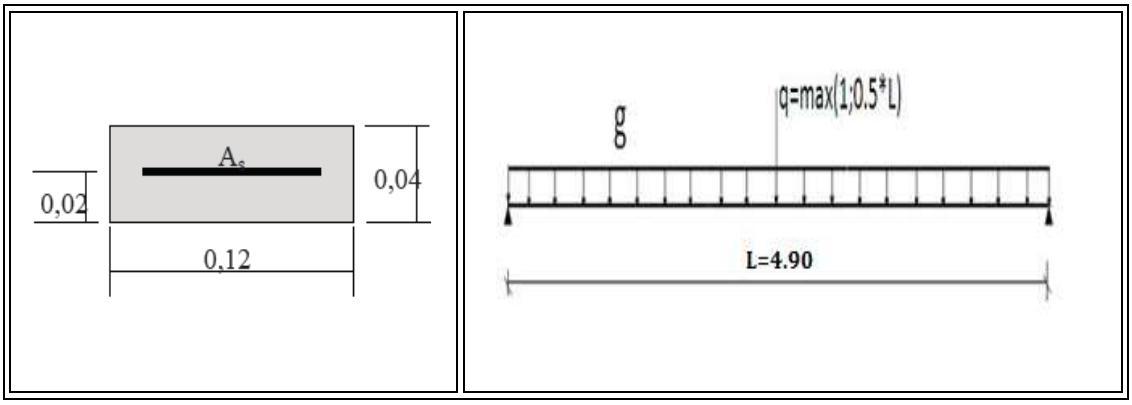


Figure III-4 : schématisation de la poutrelle avant coulage

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm² :

Tableau III-4 : les charges de la poutrelle avant collage

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
4.90	2.45	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65

		0.77

Le calcul en flexion simple nous octroie :

Tableau III-5 : Calcul des moments

$M_G(KN.m)$	$M_Q(KN.m)$	$M_U(KN.m)$
$\frac{GL^2}{8} = 2.31$	$\frac{QL}{4} = 3{,}00$	1.35MG+1.5MQ=7.62

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b * b * d^2} = \frac{7.62 * 10^6}{14.2 * 120 * 20^2} = 11.18 \gg \mu max = 0.478$$

Cette valeur de μ=11.18 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.

III.2.2.2. Après coulage

- Calcule des étais

C'est à partir du calcul de la flèche qu'on pourra déterminer le nombre d'étais, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors «f » pour la comparer avec « f_{limite} », si cette dernière est supérieure de la première donc un seul pied droit suffira, si non on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention f< f_{limite} ;

$$f = f_Q + f_G$$

tq :

f_Q : une flèche due à la charge concentrée de l'ouvrier [Q = max (1 kN; 0.5L)] m

$$f_Q = \frac{P_Q.L^3}{48.E.I}$$

f_G : une flèche due à la charge répartie.

$$f_G = \frac{5.P_G.L^4}{384.E.I}$$

Avec : P_G = poids de poutrelle + poids de corps creux

P_G = 0.12 + (0.2 x 6 x 0.65) = 0.9 KN/ml.

Avec :

- $\bar{f} = \frac{L}{500}$ pour L <5m

Tableau III-6 : Détermination le nombre des étaiements

Nombre des étais	L (m)	P_G (kN/ml)	P_Q (kN/ml)	f_G	f_Q	f (cm)	$\bar{f}$ (cm)	$f \leq \bar{f}$
0	4.90	0.9	1	6.56	11.91	18.47	0.98	Non
1	2.45			2.05	1.49	3.54	0.98	Non
2	1.225			0.13	0.19	0.32	0.98	Oui

On place 2 étaiements à une distance L=1.225 m.

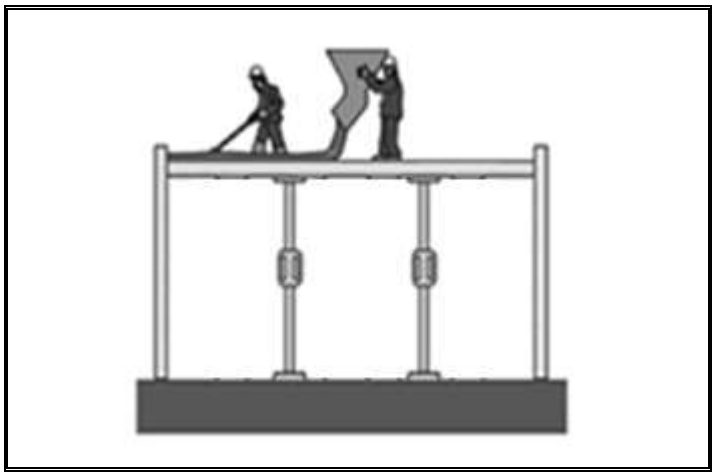


Figure III-5 : Choix de disposition des étais

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue.
Trois types de poutres continues sont à envisager :

- Poutrelle à 2 travées.
- Poutrelle à 4 travées.
- Poutrelle à 5 travées.

a- Méthode de calcul

Le rapport entre les portés successifs n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CACUOT.

Tableau III-7 : méthode forfaitaire

Moment isostatique Mo	$ql^2/8$	
Moment en travée Mt	$-\frac{qx^2}{2}+\left(\frac{ql}{2}+\frac{M_e-M_w}{l}\right)x+M$	
Moment à l'appui Ma	Appuis de rives	$0.15M_0$
	Appuis intermédiaires	$-(q_w l_w'^3+q_e l_e'^3)/(8.5(l_w'+l_e'))$
longueurs fictives l'	Travée de rive	l
	Travée intermédiaire	0.8 l
Effort tranchant T	Tw	$(ql/2)+(M_e-M_w/l)$
	Te	$(ql/2)-(M_e-M_w/l)$

Avec :

- M_o : moment isostatique ;
- M_w ; Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite ;
- q_w: Charge répartie à gauche de l'appui considéré ;
- q_e: Charge répartie à droite de l'appui considérée ;
- l'_w : longueurs de travées fictives à gauche ;
- l'_e : longueurs de travées fictives à droite ;
- l : représente la portée de la travée libre ;
- T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré ;
- T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

b- Evaluation des charges et surcharges

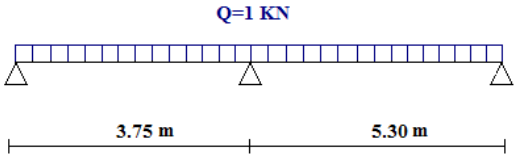
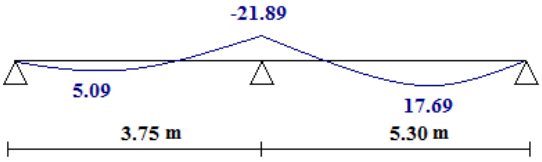
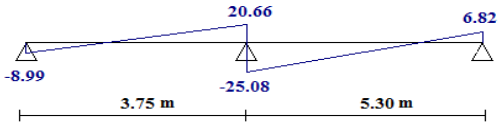
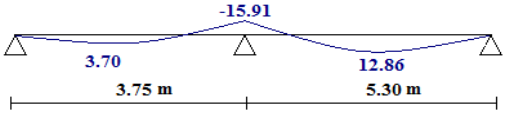
Tableau III-8 : Actions de calcul des poutrelles après coulage

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Plancher terrasse	6.60x0.65=4.29	1x0.65=0.65	6.77	4.94
Plancher courant	6.00x0.65=3.90	1.5x0.65=0.975	6.727	4.875
Plancher du s.sol	6.00x0.65=3.90	1.5x0.65=0.975	6.727	4.875

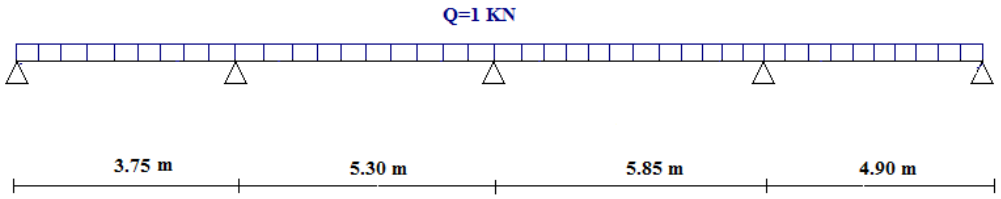
c- Sollicitations de calcul

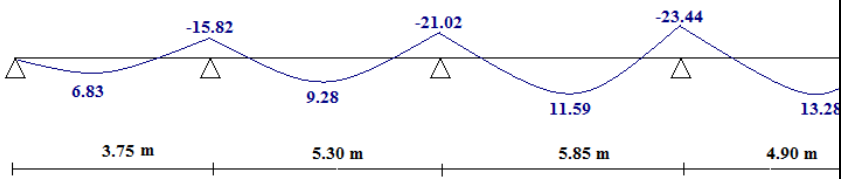
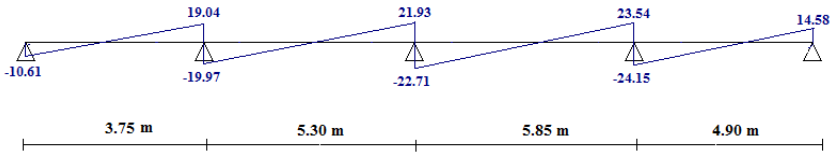
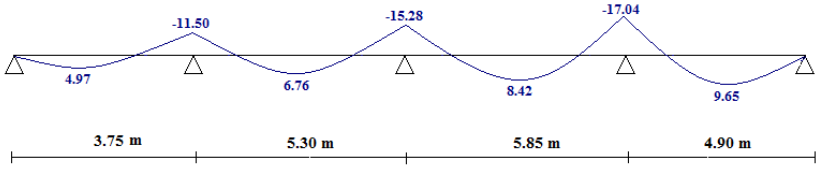
On a trois types des poutrelles dont la solution se fait par la méthode Caquot:

Tableau III-9 : Sollicitations de calcul des poutrelles après coulage pour la clarté des schémas, l'échelle n'est pas respectée

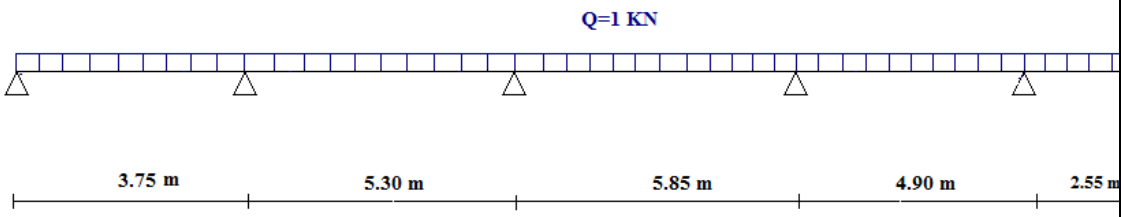
<table>
<tr><td colspan="3">Poutrelle à deux travées planchées courant</td></tr>
<tr><td colspan="3">
</td></tr>
<tr><td rowspan="2">ELU</td><td>Diagramme de moment</td><td>
</td></tr>
<tr><td>Diagramme d'effort tranchant</td><td>
</td></tr>
<tr><td>ELS</td><td>Diagramme de moment</td><td>
</td></tr>
</table>

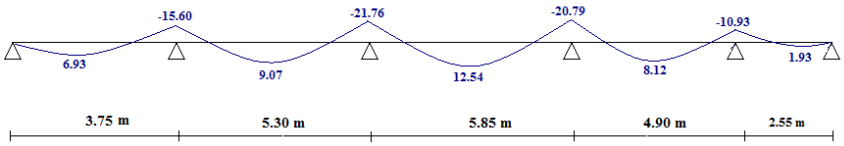
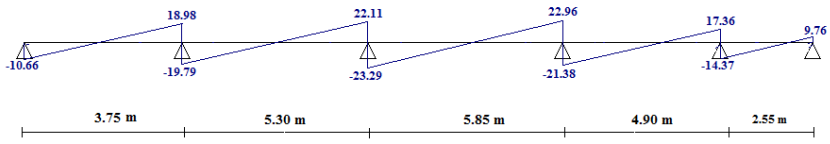
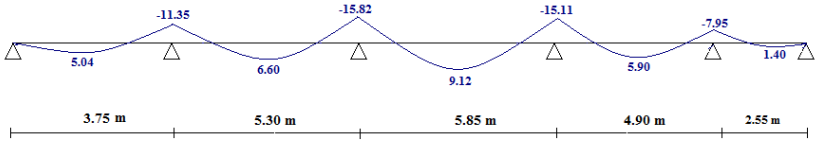
Poutrelle à 4 travées planchées courant



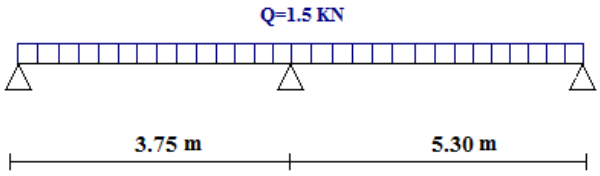
Etat	Sollicitations	Valeur
	Diagramme de Moment	
	Diagramme de l'effort tranchant	
ELS	Diagramme de Moment	

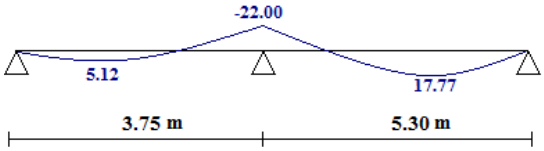
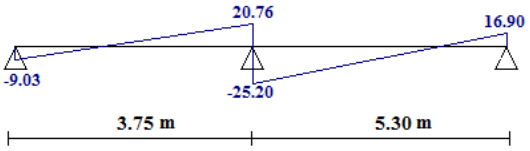
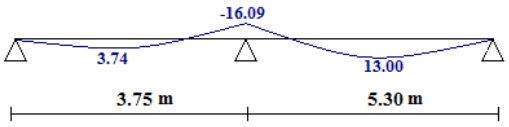
Poutrelle à 5 travées plancher courant



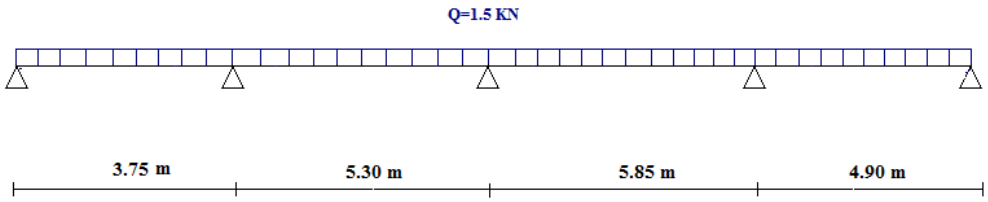
Etat	Sollicitations	Valeur
	Diagramme de Moment	
	Diagramme de l'effort Tranchant	
ELS	Diagramme de Moment	

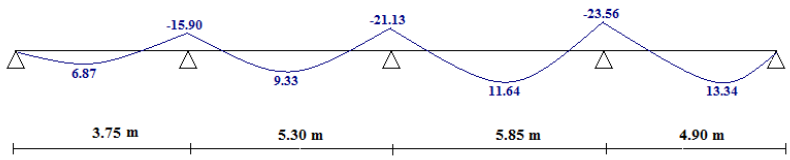
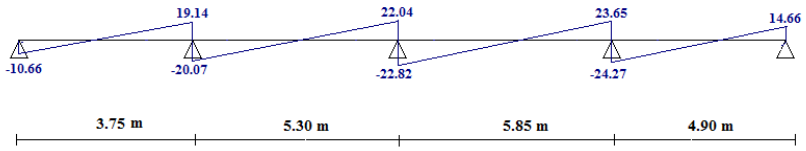
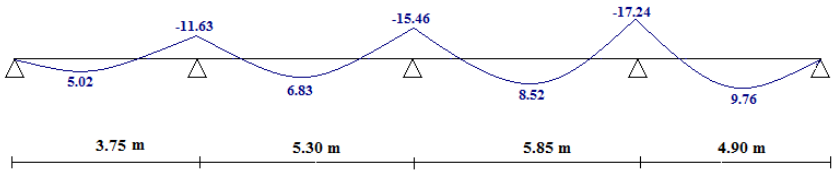
Poutrelle à deux travées plancher terrasse



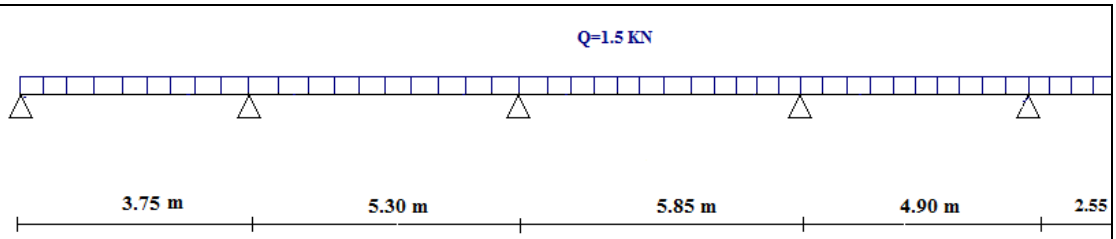
ELU	Diagramme de moment	
	Diagramme d'effort tranchant	
ELS	Diagramme de moment	

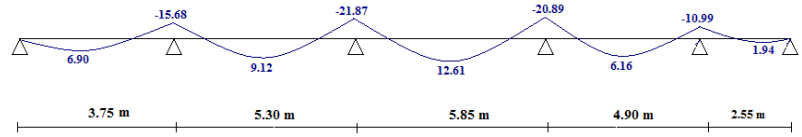
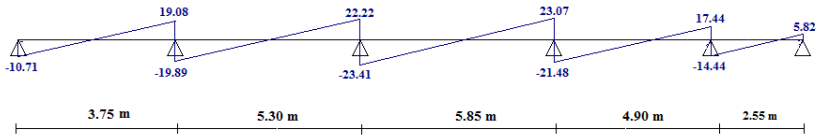
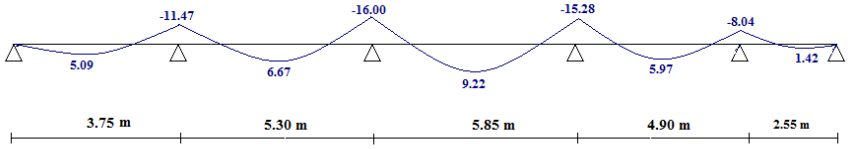
Poutrelle à 4 travées plancher terrasse



Etat	Sollicitations	Valeur
	Diagramme de Moment	
	Diagramme de l'effort Tranchant	
ELS	Diagramme de Moment	

Poutrelle à 5 travées plancher terrasse



Etat	Sollicitations	Valeur
	Diagramme de Moment	
	Diagramme de l'effort Tranchant	
ELS	Diagramme de Moment	

d- Récapitulations

D’après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

Tableau III-10 : Récapitulations des efforts internes

	ELU			ELS	
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Ma ser (kN.m)	Mt ser (kN.m)
sollicitations	23.56	17.77	25.20	17.24	13.00
référence	Poutrelle à 4 travées, plancher terrasse	Poutrelle à 2 travées, plancher terrasse	Poutrelle à 2 travées, plancher terrasse	Poutrelle à 4 travées, plancher terrasse	Poutrelle à 2 travées, plancher terrasse

e- Calcul du ferraillage

- Armatures longitudinales :

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

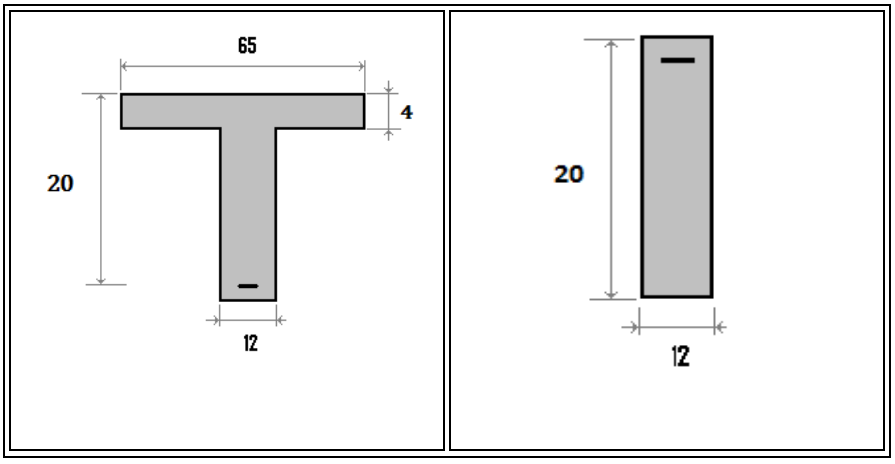


Figure III-6: les sections considérées pour le calcul des ferraillages,En travée (à gauche); En appui (à droite)

Tableau III-11 : calcule des armatures

		En travée section T :	Aux appuis section rectangulaire :
ELU	M_u (kN.m)	17.77	23.56
	M_0 (kN.m)	$M_0=b*h_0*\sigma b_{adm}*(d-(h_0/2))$ =59.07 $M_0 > M_u \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ section rectangulaire	/
	μ	0.059	0.079
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	β	0.969	0.958
	A (cm^2)	1.0	0.8
	Le choix	3HA10=2.36 cm^2	2HA10=1.57cm^2
	B/1000	1.30	0.24
	A≥ B/1000	OUI	OUI
Vérification a l'ELS	M_{ser} (kN.m)	13.00	17.24
	σb_{adm}(Mpa)	15	
	y_1 (cm)	4.28	8.24
	I_G (cm^4)	12406.25	6224.43
	K (N/cm^3)	101.64	195.04
	σb (Mpa)	4.87	14.3
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	Oui	Oui

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tableau III-12 : ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=3HA10	Aa=2HA10

- Armatures transversales

On adopte une inclinaison des armatures transversales : $\alpha = 90°$, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

Tableau III-13 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	espacement
2ϕ5	15 cm

f- Vérification au cisaillement

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

$$\tau u = \frac{T}{b * d} = \frac{25.20 * 10^3}{120 * 180} = 1.17\ MPa \leq \overline{\tau_u} = 3.33\ MPa$$

g- Vérifications préliminaires de la flèche :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau III-14 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 3.6/fe$
h/ L = 0.20 / 4.9 = 0.04 Mt/(15 Mo)=25.20/(15*22.87)=0.073	ρ=At/(bo*d)=2.36/(12*18)=0.011 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
Condition **non** vérifiée	Condition **non** vérifiée

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

h- Évaluation détaillée de la flèche :

L=4.9 m

- 4.9 m <5 m $\Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{490}{500} = 0.98$ mm

$$I = \frac{b * h^3}{12} * \frac{\beta + (1-\beta) * [\alpha^4 - \beta * (1-\alpha)^4]}{\beta + \alpha * (1-\beta)} = 15355.8495\ cm^4$$

Tel que :

- $\boldsymbol{\beta}$=bo/b=12/65=0.184
- $\boldsymbol{\alpha}$=ho/h= 5/25=0.2

$$f = \frac{5 * q * L^4}{384 * E * I} = \frac{5 * 4.875 * 10^3 * 4.9^4}{384 * 32164.2 * 15355.8495} = 0.0013\ m$$

$$f = 0.0013\ cm < \bar{f} = 0.01 cm \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La flèche est vérifiée, et on va adopter le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

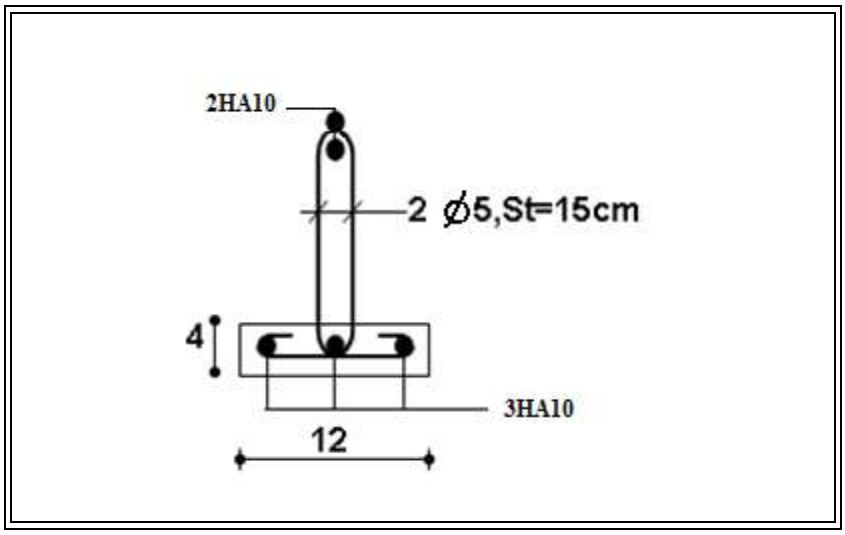


Figure III-7 : ferraillage des poutrelles

III.3. Les dalles pleines

Dans notre structure, on à des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, Pour ce bâtiment, on distingue 2 types de dalles pleines:

- Type 1 : dalles pleines, rectangulaires, sur 4 appuis de 3.55*2.93 m² ;
- Type 2 : dalles pleines, rectangulaires, sur 4 appuis de 2.30*1.125 m²

Aussi pour des raisons constructives on va étudier le type le plus défavorable des trois types qui est le 1er type.

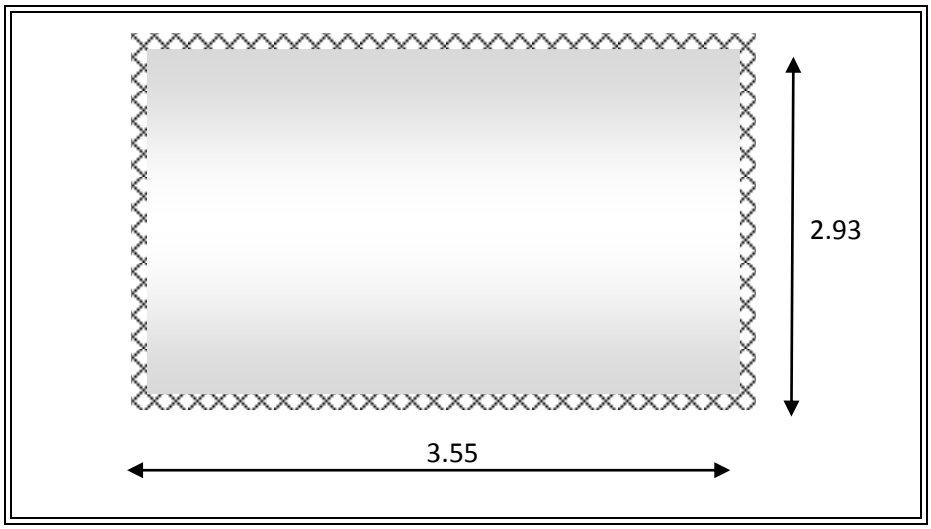


Figure III-8: dalles pleine sur 4 appuis ; Les dimensions sont prises entre axe

III.3.1. Prédimensionnement

L'épaisseur sera: $L/40 \geq e \geq L/45 \Rightarrow\ 355/40 \geq e \geq 355/45 \Rightarrow 8.88 \geq e \geq 7.89$

On adopte e=15 cm

P_u = 1.35G+1.5Q= (1.35*7.52) + (1.5*1) ⇒ P_u = 11.65 KN/m²

P_{ser} = G+Q = 7.52+1 ⇒ P_{ser} =8.52 KN/m²

III.3.2. Calcul des actions

Les résultats de calcul sont :

Tableau III-15 : les actions sur la dalle

	G (kN/m)	Q (kN/m)	P (kN/m)
ELU	7.52	1	11.65
ELS			8.52

III.3.3. Calcul du ferraillage :

Q< min (2*G ;5 kN/m²)=5 kN/m² ⇒ Donc la méthode forfaitaire est applicable.

$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{2.93}{3.55} = 0.82 > 0.4$ ⇒ La dalle travaille suivant deux directions.

Tableau III-16 : Détermination des coefficients μ_x et μ_y

	μ_x	μ_y
ELU : =0	0.095	0.25
ELS :=0.2	0.098	0.373

Détermination des moments :

- A l'E.L.U:

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x \cdot P_u \cdot L_x^{\,2} \\ M_y^u = \mu_y \cdot M_x^u \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = 0.095 \times (2.93)^2 \times 11.65 = 9.50 \text{ KNm} \\ M_y^u = 0.25 \times 9.50 = 2.38 \text{ KNm} \end{cases}$$

- A l'E.L.S:

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x \cdot P_{ser} \cdot L_x^{\,2} \\ M_y^{ser} = \mu_y \cdot M_x^{ser} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^{ser} = 0.098 \times (2.93)^2 \times 8.52 = 7.17 \text{ KNm} \\ M_y^{ser} = 0.373 \times 7.17 = 2.67 \text{ KNm} \end{cases}$$

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

Tableau III-17 : les données de la dalle pleine

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	e = 2 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	d=12.5cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

$$M_x^t = 0.85\, M_x^u = 8.08 \text{ KNm}$$

$$M_x^a = 0.5\, M_x^u = 4.75 \text{ KNm}$$

$$M_y^t = 0.85\, M_y^u = 2.02 \text{ KNm}$$

$$M_y^a = 0.5\, M_y^u = 1.19 \text{ KNm}$$

Tableau III-18 : Calcul des sections de la dalle pleine

		M_u(kN.m)	μ	A (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{final}(cm²)	A_{choisi}(cm²)
Suivant x	travée	14.64	0.020	2.75	1.5	2.75	4HA10=3.14
	appuis	6.25	0.014	1.11	1.5	1.11	4HA8=2.01
Suivant y	travée	14.68	0.034	2.43	1.5	2.43	4HA10=3.14
	appuis	9.18	0.021	1.52	1.5	1.52	4HA8=2.01

III.3.4. Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est peu nuisible :

Tableau III-19 : Vérification à l'E.L.S

	Suivant X	Suivant Y
Mser (kN.m)	7.17	2.67
σb adm(Mpa)	15	
y1 (cm)	8.65	8.65
IG (cm^4)	3818183.85	3818183.85
K (N/cm^3)	0.19	0.07
σb(Mpa)	1.64	0.61
σb≤σbadm	Oui	Oui

III.3.5. Condition d'espacement :

S_t=25 cm ≤ $S_{t\ adm}$=min(3h=45cm;33cm)=33cm

III.3.6. Vérification au cisaillement

Tableau III-20 : Vérification au cisaillement

	Suivant X	Suivant Y
V	$\frac{P * Lx * Ly}{2 * Ly + Lx} = \frac{11.65 * 2.93 * 3.55}{2 * 2.93 + 3.55} = 12.88\ kN$	$\frac{P * Lx * Ly}{3 * Ly} = \frac{11.65 * 2.93 * 3.55}{3 * 3.55} = 11.38\ kN$
τu	$\frac{12.88 * 10^3}{1000 * 125} = 0.103\ MPa$	$\frac{11.38 * 10^3}{1000 * 125} = 0.091\ MPa$
$\overline{\tau_u}$	$\frac{0.07 * fcj}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 25}{1.5} = 1.17\ MPa$	
$\tau u \leq \overline{\tau_u}$	Oui	Oui

Donc le béton seul pourra équilibrer l'effort tranchant.

III.3.7. Vérifications préliminaires de la flèche

Tableau III-21 : Vérification de flèche de la dalle

1ere condition			2eme condition		
h/L	$M_t/(20M_o)$	$h/L \geq M_t/(20M_o)$	$\rho = A_t/(b_o * d)$	$2/f_e$ (MPa)	$\rho \leq 2/fe$
0.1	0.0287	Oui	0.0014	0.0050	Oui

Donc : l'Etat Limite d'ouverture des fissures est vérifié pour le cas de la dalle pleine.

III.4. les escaliers

III.4.1. Introduction

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

III.4.2. Définition des éléments d'un escalier

- La volée :

C'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.

- Le palier :

C'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).

- La paillasse :

C'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.

- Le jour :

C'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.

- La marche :

C'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.

- La contre marche :

C'est la partie verticale prenant place entre deux marches.

- L'emmarchement :

C'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.

- Le collet :

C'est le nom donné au bord limitant l'escalier du coté jour.

- La foulée :

C'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

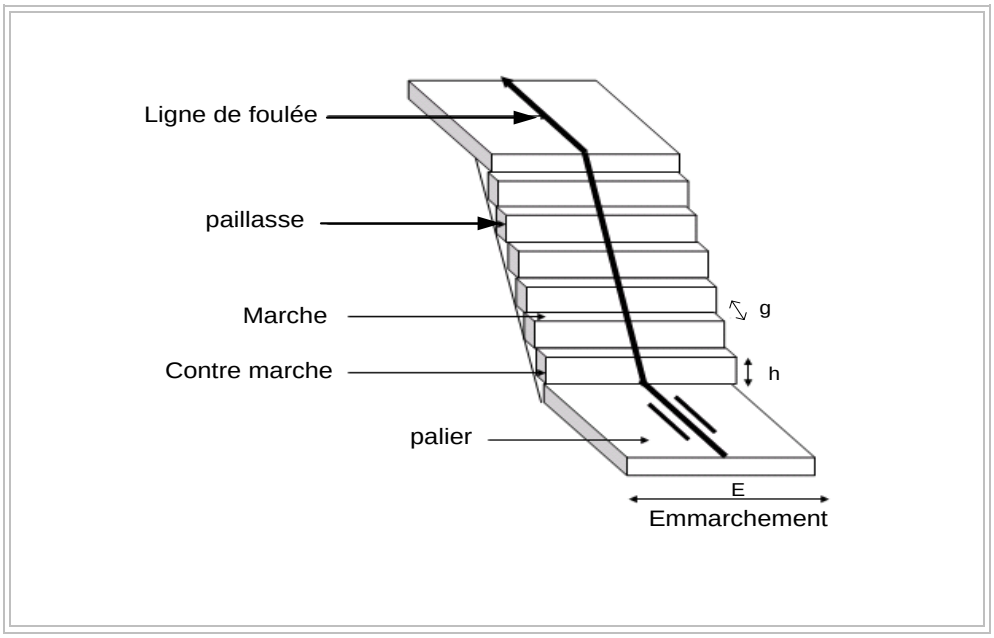


Figure III-9 : Représentation d'un escalier

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse.

III.4.3. Prédimensionnement

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.70m et H=1.53m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 17cm

1- <u>premier volée :</u>

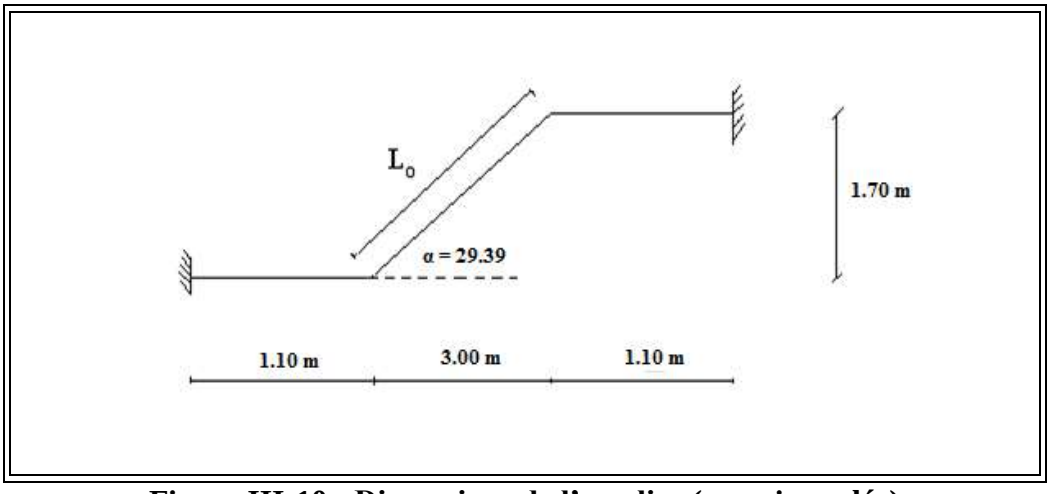


Figure III-10 : Dimensions de l'escalier (premier volée)

- Vérification de la formule de BLONDEL :

60cm ≤ g+ 2h = 64cm ≤ 64cm. (Condition vérifie)

- Détermination de l'épaisseur de l'escalier:

tg α = H / L = 1.70/3.00 = 0.566

donc : α =29.39°

$$L_0 = \sqrt{1.70^2 + 3.00^2} = 3.45m$$

l =1.1+3.45 =4.55m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux cotés, on a :

$$\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 13.00 \le e \le 15.17$$

On adopte: e = 15cm

III.4.4. Evaluation des charges et surcharges:

III.4.4.1. Charges permanentes

Tableau III-26 : G du palier de repos de l'escalier

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Lit de sable	0,03	18	0,54
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Poids propre du palier	0,15	25	3,75
Enduit ciment	0,02	18	0,36
G			5,49

Tableau III-27 : G de la paillasse de l'escalier

Composants	Epaisseur (m)	P. volum (KN/m²)	P.surf (KN/m²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Lit de sable	0,03	18	0,54
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Poids propre de la paillasse	0.15 / cos α	25	4,3
Poids des marches	0.17 / 2	25	2,125
Enduit ciment	0,02	18	0,36
G			**8,165**

III.4.4.2. Charge d'exploitation :

Q = 2.5KN/m2

III.4.5.Détermination des efforts

A l'E.L.U: P_u =1.35 G + 1.5 Q

A l'E.L.S: P_{ser} = G + Q

Tableau III-28 : Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m²)	Q (KN/m2)	Pu (KN/.m2)	Pser (KN/m2)
Palier 1	5,49	2,50	11,16	7,99
Paillasse	8,17	2,50	14,77	10,67

III.4.5.1. A l'E.L.U

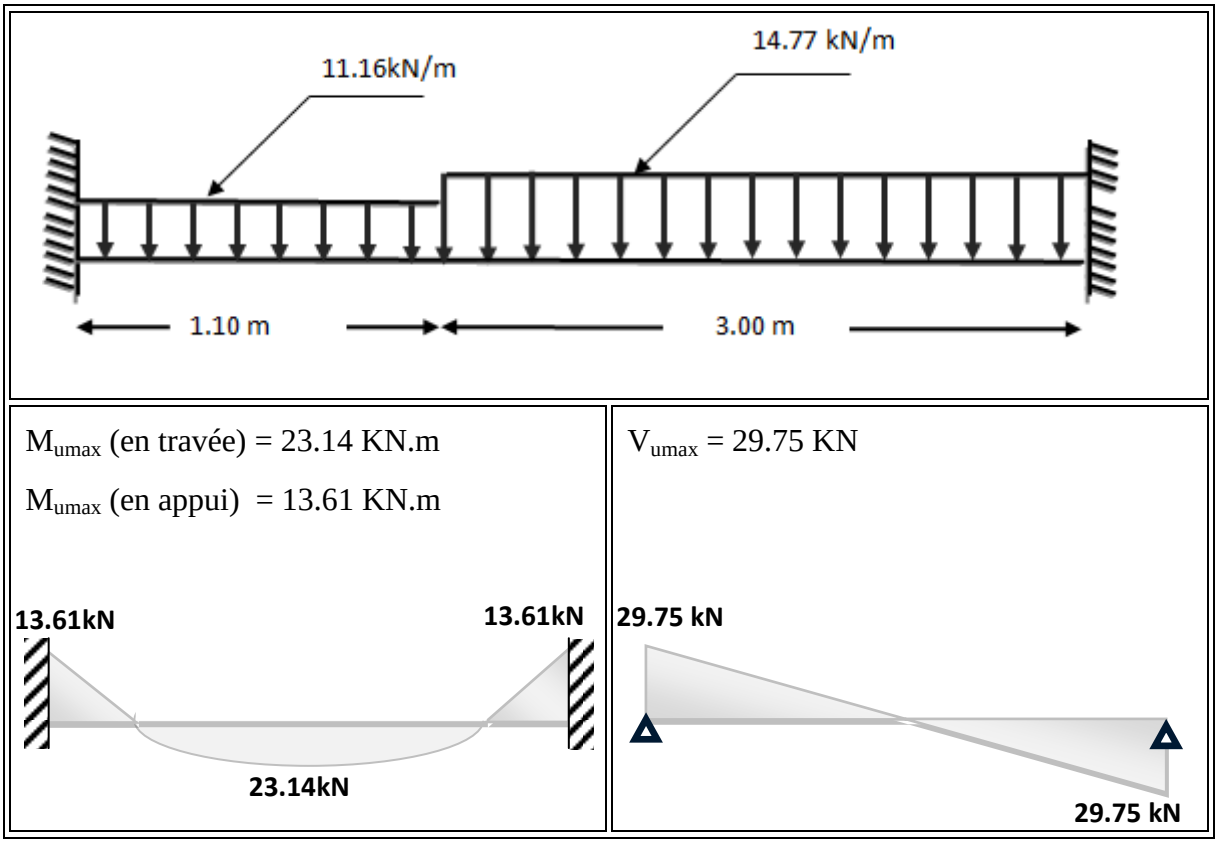


Figure III-11 : Schéma statique à l'E.L.U

III.4.5.2. A l'E.L.S

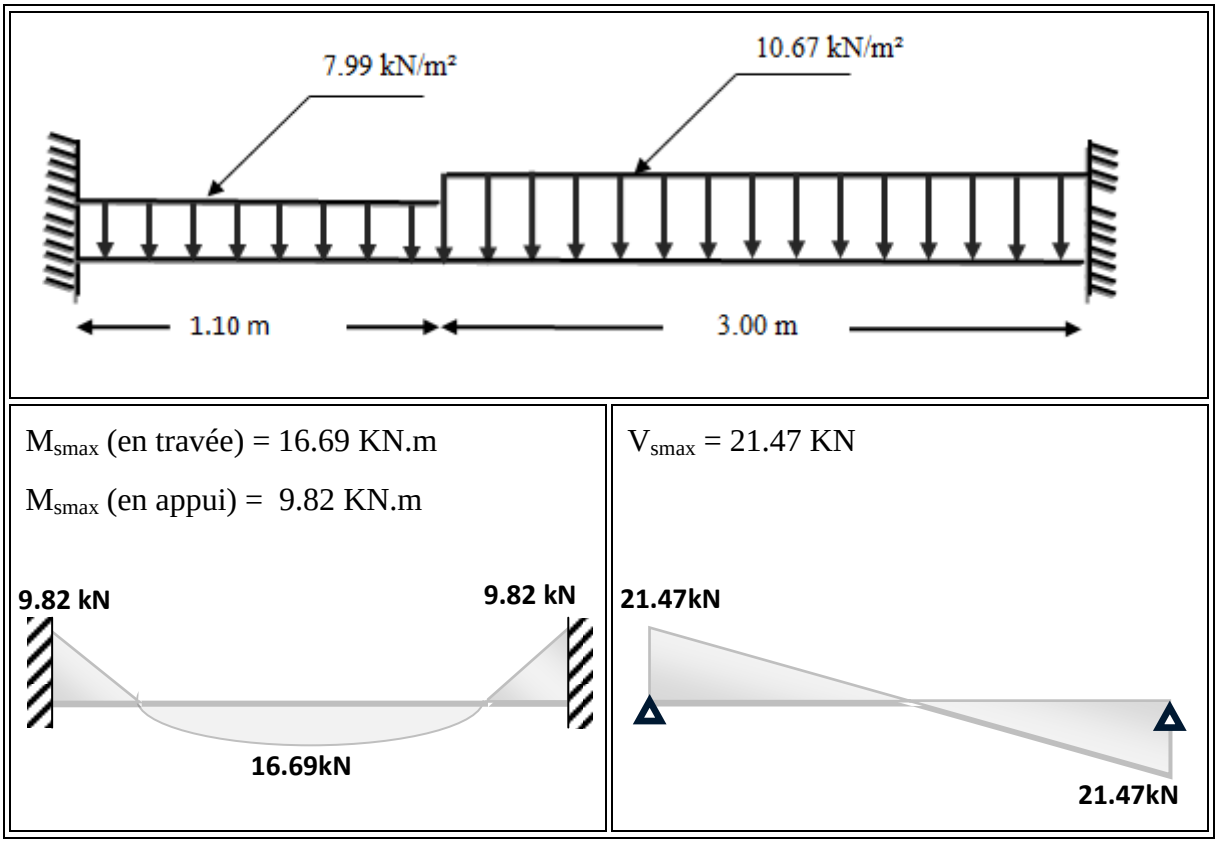


Figure III-12 : Schéma statique à l'E.L.S

III.4.6. Ferraillage des escaliers:

Tableau III-29 : les données de l'escalier

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	d=13 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau III-30 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

	Mu (KN.m)	μ	α	β	A (cm²)	A' (cm²)	Aadopt (cm²)
En travée	23,14	0,096	0,127	0,949	5,39	0	6HA12=6,78
En appuis	13,61	0,057	0,073	0,971	3,10	0	6HA12=6,78

III.4.6.1. Condition de non fragilité

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées: $A = 5.39\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\ cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 3.10\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\ cm^2$ (c.v)

III.4.6.2. Les armatures de répartition

Tableau III-31 : Les armatures de répartition

	Ax (cm²)		on adopte
en travée	(A/4)=	1,695	4HA8
en appuis	(A/4)=	1,695	4HA8

III.4.6.3. Vérification de l'espacement

Tableau III-32 : Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=20cm≤min[3h=45cm;33cm]=33cm	St=15cm≤min[3h=45cm;33cm]=33cm
En appuis	St=30cm≤min[4h=60cm;45cm]=45cm	St=30cm≤min[4h=60cm;45cm]=45cm

III.4.6.4. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{29.75 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.229\ MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\text{MPa} ; 5\text{MPa}\right] = 3.33\ \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.229\ \text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\ \text{MPa (c.v)}$$

III.4.6.5. Vérification à l'E.L.S

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6.\ f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\ \text{MPa}$$

Tableau III-33 : Vérification à l'E.L.S

	en travées	en appuis
A (cm²)	6,78	6,78
Mser (kN.m)	16,69	9,82
Y (cm)	4,225	4,225
I (cm^4)	3668,642	3668,642
$\overline{\sigma}_b$ (mpa)	15	
σ_b (mpa)	1,922	1,131
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	condition vérifié	condition vérifié

III.4.6.6. Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{15}{410} = 0.036 \geq \frac{23.14}{20 \times 23.14} = 0.05 \qquad (c.n.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.78}{100 \times 13} = 0.0052 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (c.n.v)$$

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

- Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93)

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \overline{f}$ $\qquad \overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots\ldots si \quad L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} \ldots\ldots si \quad L \geq 5m \end{cases}$

- pour les flèches aux charges instantanées:

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Avec :

$$E_i = 11000 . \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$\mathrm{I}_{fi} = 1.1 \frac{\mathrm{I}_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 . f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$$

$$\rho = \frac{\mathrm{A}}{\mathrm{b.d}}$$

$$\mu = Max \left[1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right]$$

- pour les flèches aux charges de longues durées:

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec :

$$E_v = \frac{1}{3} E_i$$

$$\mathrm{I}_{fv} = 1.1 \frac{\mathrm{I}_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda i$$

- Détermination de l'axe neutre:

$$\mathrm{Y_G} = \frac{\frac{\mathrm{b.h}^2}{2} + 15\mathrm{A.d}}{\mathrm{b.h} + 15} = 8.30 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie de la section totale:

$$I_0 = b/3\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 31329.27cm^4$$

Tableau III-34 : Vérification de la flèche de l'escalier

A (cm²)	Mt ser (KN.m)	P	σs (Mpa)	μ	y (cm)	I0 (cm4)
6,78	16,69	0,01	189,40	0,39	8,30	31329,27
I*f*i (cm4)	I*f*v (cm4)	Fi (mm)	Fv (mm)	ΔF (mm)	Fadm (mm)	ΔF < Fadm
13351,49	21110,59	8,04	15,26	7,22	9,10	oui

2- Deuxième volée :

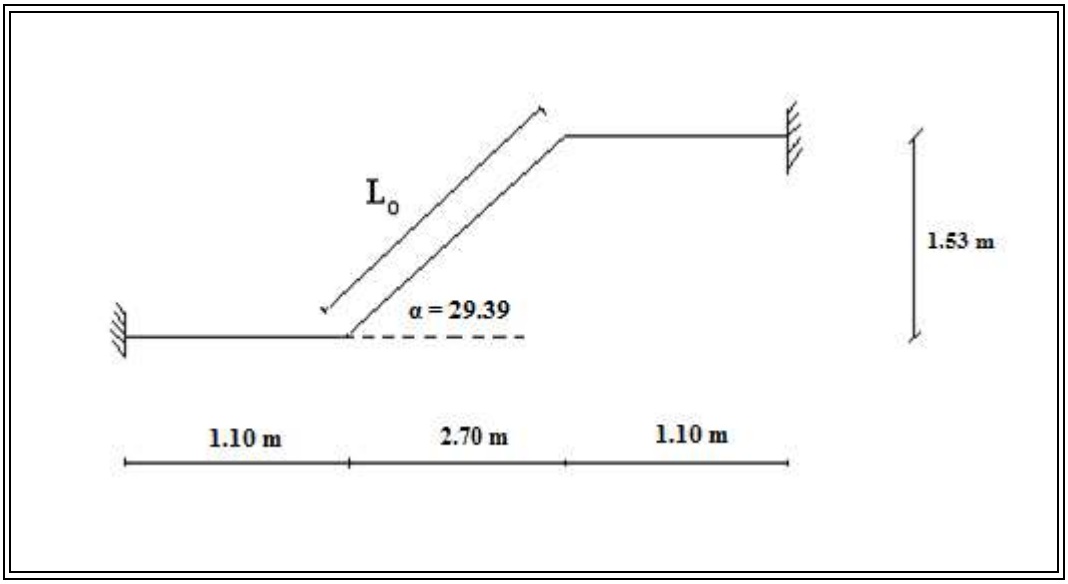


Figure III-13 : Dimensions de l'escalier (deuxième volée)

- Vérification de la formule de BLONDEL :

60cm ≤ g+ 2h = 64cm ≤ 64cm. (Condition vérifie)

- Détermination de l'épaisseur de l'escalier:

tg α = H / L = 1.53/2.70 = 0.566

donc : α =29.39°

$$L_0 = \sqrt{1.53^2 + 2.70^2} = 3.10m$$

l =1.1+3.10 =4.20m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux cotés, on a :

$$\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 12.00 \le e \le 14.00$$

On adopte: e = 15cm

III.4.7. Evaluation des charges et surcharges

III.4.7.1. Détermination des efforts

A l'E.L.U: P_u =1.35 G + 1.5 Q

A l'E.L.S: P_{ser} = G + Q

Tableau III-35 : Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m²)	Q (KN/m2)	Pu (KN/.m2)	Pser (KN/m2)
Palier 1	5,49	2,50	11,16	7,99
Paillasse	8,17	2,50	14,77	10,67

- A l'E.L.U:

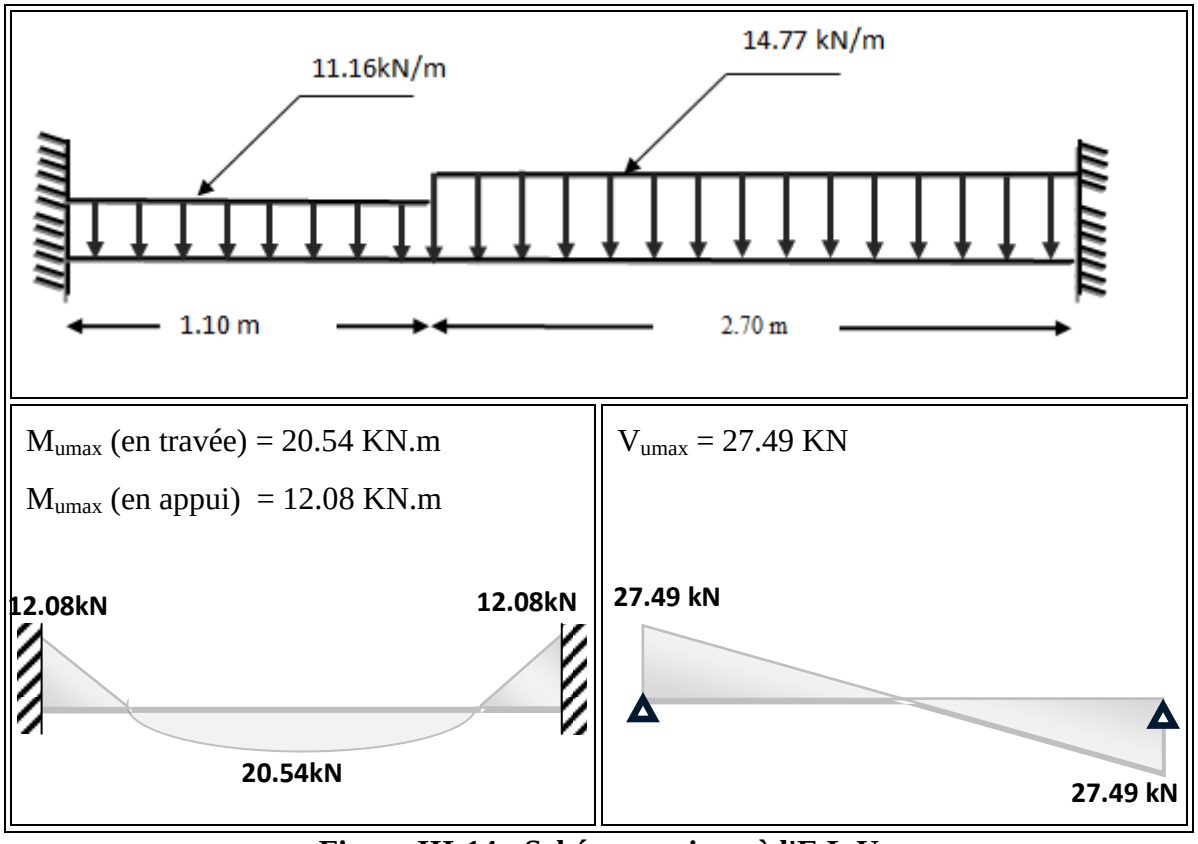


Figure III-14 : Schéma statique à l'E.L.U

- A l'E.L.S:

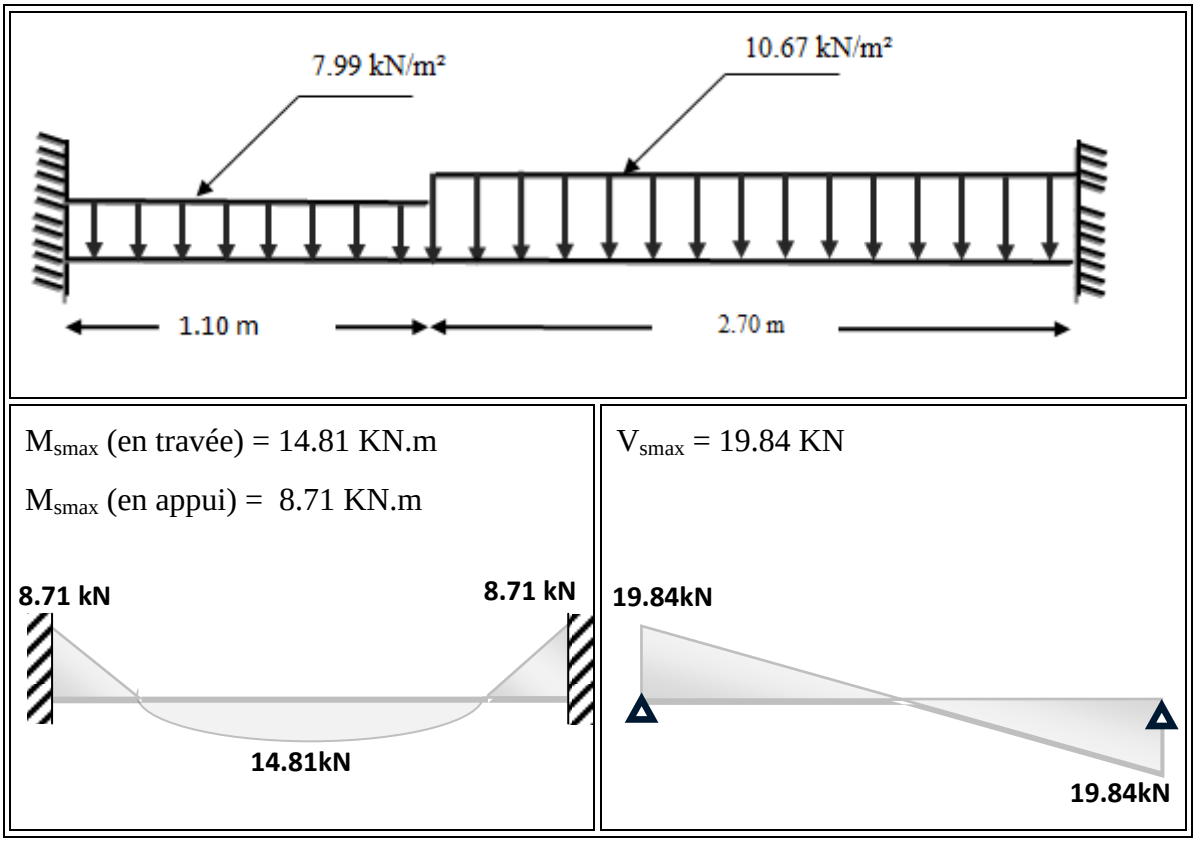


Figure III-15 : Schéma statique à l'E.L.S

III.4.7.2. Ferraillage des escaliers:

Tableau III-36 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

	Mu (KN.m)	M	α	β	A (cm²)	A' (cm²)	Aadopt (cm²)
En travée	20.54	0.086	0.112	0.955	4.75	0	6HA12=6.78
En appuis	12.08	0.050	0.065	0.971	2.75	0	6HA12=6.78

- Condition de non fragilité:

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées: $A = 4.75\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\ cm^2\ (c.v)$

En appuis : $A = 2.75\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\ cm^2\ (c.v)$

- Les armatures de répartition:

Tableau III-37 : Les armatures de répartition

	Ax (cm²)		on adopte
en travée	(A/4)=	1,695	4HA8
en appuis	(A/4)=	1,695	4HA8

- Vérification de l'espacement:

Tableau III-38 : Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=20cm≤min[3h=45cm;33cm]=33cm	St=15cm≤min[3h=45cm;33cm]=33 cm
En appuis	St=30cm≤min[4h=60cm;45cm]=45cm	St=30cm≤min[4h=60cm;45cm]=45 cm

-Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{27.49 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.211 \text{ MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\text{MPa} ; 5\text{MPa}\right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.211 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa (c.v)}$$

- Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6.\ f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Tableau III-39 : Vérification à l'E.L.S

	en travées	en appuis
A (cm²)	6,78	6,78
Mser (kN.m)	14.81	8.71
Y (cm)	4,225	4,225
I (cm^4)	3668,642	3668,642
$\overline{\sigma}_b$ (mpa)	15	
σ_b (mpa)	1,706	1,003
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	condition vérifié	condition vérifié

- Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{17}{380} = 0.045 \geq \frac{20.54}{20 \times 20.54} = 0.05 \qquad (c.n.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.78}{100 \times 13} = 0.0052 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (c.n.v)$$

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

Tableau III-40 : Vérification de la flèche de l'escalier

A (cm²)	Mt ser (KN.m)	ρ	σs (Mpa)	M	y (cm)	I0 (cm4)
6,78	14,81	0,01	168,06	0,34	8,30	31329,27
I*f*i (cm4)	I*f*v (cm4)	Fi (mm)	Fv (mm)	ΔF (mm)	Fadm (mm)	ΔF < Fadm
14437,94	22165,49	5,64	11,01	5,38	8,40	oui

III.5.Calcul de la poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (b×h)

III.5.1. Pré dimensionnement

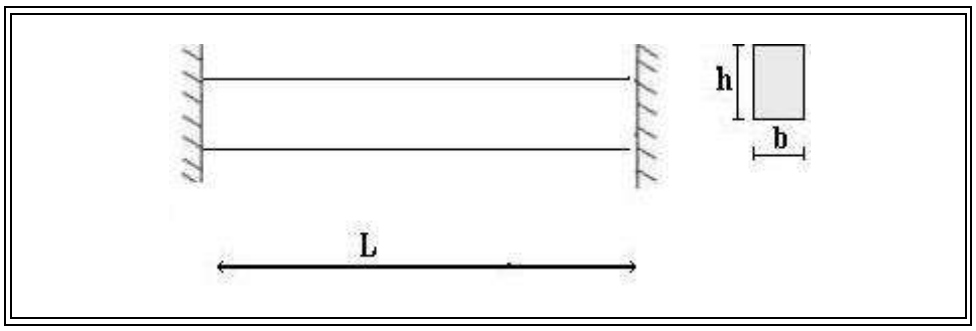


Figure III-16 : Dimensionnement de la poutre palière

b: largeur de la base de la poutre.
h: hauteur totale de la poutre.
L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le prédimensionnement de la poutre palière est donné par les formules empiriques suivantes:

- $(L_{max})/15 \leq h \leq (L_{max})/10$ **[1]**
- $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont :

- $h \geq 30cm$
- $b \geq 20$ cm **[2]**
- $h/b \leq 4$
- $b_{max} \leq 1.5+b1$

Tableau III-41 : prédimensionnement de la poutre palière

Poutre palière	
Conditions de résistance	L_{max}= 4.00 m ⇒26.67cm ≤ h ≤40.0 cm on adopte h = 30cm ⇒8cm ≤ b ≤28 cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.075) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = 30cm ; b = 30 cm

III.5.2. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre : $p_p = (0.3 \times 0.30) \times 25 \rightarrow p_p = 2.25 KN/m$

Réaction d'escalier :➔ $Ru = 29.75 KN$, $Rs = 21.47 KN$

P_u=1.35P_p+R_u➔P_u=32.79 KN/m

P_s = P_p+R_s➔P_s = 23.72 KN/m

III.5.3. Calcul des efforts:

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sue les deux appuis, la méthode R.D.M. donne :

- $R_A = R_B = \frac{p.l}{2}$
- $M_{appui}^{max} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12}$
- $M_t^{max} = \frac{pl^2}{24}$

Tableau III-42 : Les efforts agissants sur une poutre palière

Niveau	Ra (kN)	Ma (kN.m)	Mt (kN.m)
ELU	65.58	43.72	21.86
ELS	47.44	31.63	15.81

Diagramme des efforts tranchants

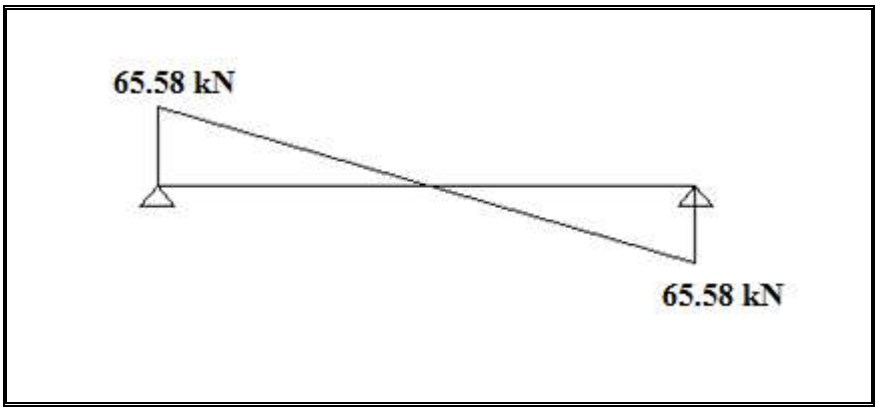


Diagramme des moments

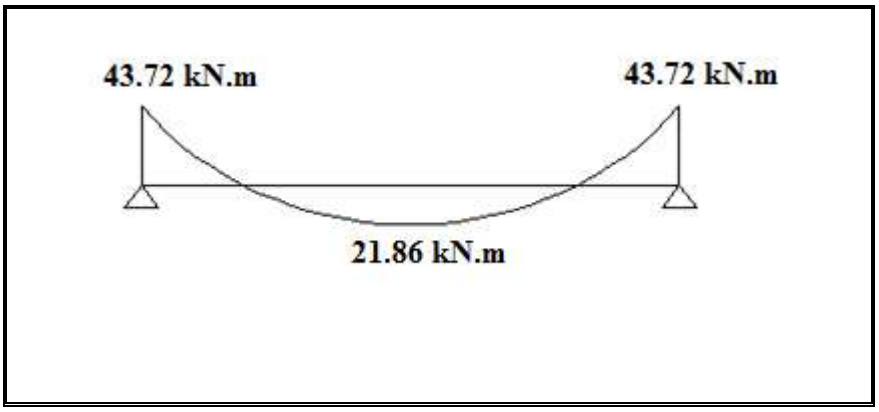


Figure III-17: Différents efforts dans la poutre palière(ELU)

Diagramme des moments

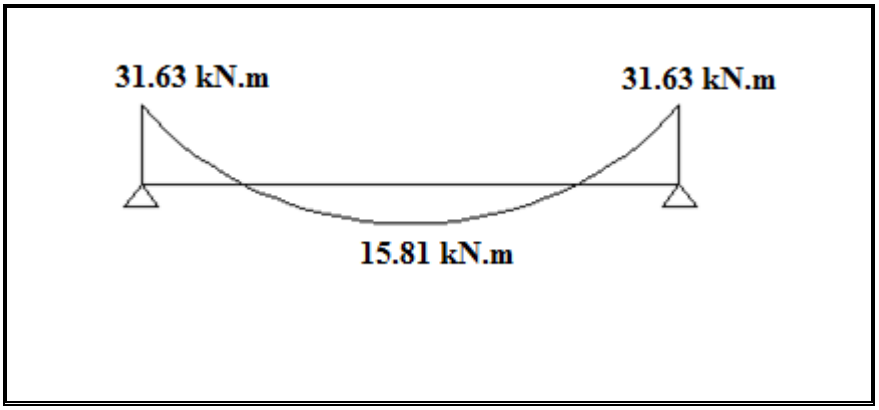


Figure III-18: Différents efforts dans la poutre palière(ELS)

III.5.4. Ferraillage de la poutre palière

Tableau III-43 : les données de la poutre palière

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 3 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b =30cm	h= 30cm	d=27 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau III-44 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	21.86	0.070	0.964	2.41	0.00	3HA12=3.39
En appuis	43.72	0.140	0.924	5.04	0.00	3HA16=6.03

III.5.4.1. Condition de non fragilité : [1]

On vérifie que : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées : $A = 3.39\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{30*30}{1000} = 0.9\ cm^2$ (c.v)

En appuis : $\mathbf{A = 5.65\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{30*30}{1000} = 0.9\ cm^2}$ (c.v)

III.5.4. 2. Vérification de l'effort tranchant : [1]

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{65.58\times 10^3}{300*270} = 0.81\ MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 MPa\ ;\ 5MPa\right] = 3.33\ MPa$$

$$\boldsymbol{\tau_u = 0.81\ MPa < \bar{\tau}_u = 3.33\ MPa} \quad \text{(c.v)}$$

III.5.4.3. Vérification de compression dans la bielle de béton [1]

$$V_u \le 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0.a$$

a= min [b-c-2 ; 0.9d] = min [25 cm ; 27 cm]

$$\mathbf{V_u} = 65.58\,\mathbf{KN} \le \mathbf{0.4}\left(\frac{\mathbf{25}}{\mathbf{1.5}}\right)\times \mathbf{300}\times \mathbf{250} = \mathbf{5}00\,\mathbf{KN} \quad \text{….. (c.v)}$$

III.5.4.4. Vérification au voisinage de l'appui [1]

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2\times 65.58\times 10^3}{300\times 250} = 1.75 < 0.8\times\frac{25}{1.15} = 17.39 \text{ …….(c.v)}$$

$$\mathbf{A} = \mathbf{6.03\,cm^2} \ge \frac{\boldsymbol{\gamma_s}\cdot \mathbf{V_u}}{\mathbf{f_e}} = \frac{\mathbf{1.15}\times 65.58\times \mathbf{10^3}}{\mathbf{400}} = 1.88\,\mathbf{cm^2} \text{ …..(c.v)}$$

III.5.4.5. Armatures transversales [1]

$$\varphi_t = \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 0.85\,\text{cm};\ \varphi_l = 16\,\text{mm};\ \frac{b_0}{10} = 3\,\text{cm}\right]$$

$$\varphi_t = 8\,\text{mm} < 0.85\,\text{cm}$$

$$A_t = \frac{\pi.\varphi_t^{\,2}}{4} = 0.56\ \text{cm}^2$$

Donc on adoptera : At = 2 T 8 = 1.01 cm².

Vérification du R.P.A 99 [2]

$$A_{t\,min} = 0.003.S_t.b$$

$$S_t \le \overline{S}_t = \text{Min}\left[\frac{h}{4} = 7.5\,\text{cm};\ 12\varphi_t = 9.6\,\text{cm}\right]$$

$$\begin{cases} \overline{S}_t = 7.5\,\text{cm} & \text{(zone nodale)} \\ \overline{S}_t = 15\,\text{cm} & \text{(zone courante)} \end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes : $\begin{cases} S_t = 5\,\text{cm} & \text{(zone nodale)} \\ S_t = 15\text{cm} & \text{(zone courante)} \end{cases}$

On a $A_t = 1\ \text{cm}^2$.

$$S_t = 5\,\text{cm} \Rightarrow A_t = 1\,\text{cm}^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0.375\ \text{cm}^2$$

$$S_t = 15\,\text{cm} \Rightarrow A_t = 1\,\text{cm}^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 1.125\ \text{cm}^2$$

$$S_t < \overline{S}_t$$

Pour la zone courante $A < A_{min}$, donc on retiendra $A_t = 4\ T\ 8 = 2\ \text{cm}^2$. Et on procédera à la vérification des paramètres suivants :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3\, f_{t28}.k\right)}{0.9.\, f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)} \quad \textbf{[1]}$$

Avec k = 1 (flexion simple)

$\alpha = 90°$

Zone nodale: $\dfrac{\mathbf{2\times 10^2}}{\mathbf{250\times 50}} = 0.016 \geq \dfrac{1.15(0.81 - 0.3\times 2.1\times 1)}{0.9\times 400\times(\mathbf{0}+\mathbf{1})} = 0.0058$ …(c.v)

Zone courante: $\dfrac{\mathbf{2\times 10^2}}{\mathbf{250\times 150}} = 0.005 \geq \dfrac{1.15(0.81 - 0.3\times 2.1\times 1)}{0.9\times 400\times(\mathbf{0}+\mathbf{1})} = 0.0058$ …(c.v)

$$A_t \geq A_{min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e} \quad \textbf{[1]}$$

Zone nodale: $A_t = 2\ \text{cm}^2 \geq A_{min} = \dfrac{0.4\times 300\times 50}{400} = 0.15\text{cm}^2$ …(c.v)

Zone courante: $A_t = 2\ \text{cm}^2 \geq A_{min} = \dfrac{0.4\times 300\times 150}{400} = 0.45\ \text{cm}^2$ ….(c.v)

III.5.4.5. Vérification à l'E.L.S : [1]

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$\overline{\sigma}_b = 0.6.\ f_{c28} = 0.6\times 25 = 15\ \text{MPa}$

Tableau III-45 : Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm²)	3.39	6.03
M_{ser} (kN.m)	15.81	31.63
Y (cm)	$15y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=$	$15y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=9.$
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=23478$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=29740.1$
$\overline{\sigma}_b$ (mpa)	15	
σ_b (mpa)	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=4.35$	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=7.80$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	c.v	c.v

III.5.4.7. Vérifications préliminaires de la flèche [1]

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau III-46 : vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière

1^{ere} condition	2^{eme} condition
$h/L \geq Mt/(10\ Mo)$	$\rho \leq 4.2/fe$
h/ L = 0.3 / 3.15 = 0.075 Mt/(10 Mo)=15.81/(10*38.26)=0.041	ρ=A/(bo*d)=6.03/(30*27)=0.0072 4.2/ fe = 4.2 / 400 = 0.01
c.v	c.v

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche

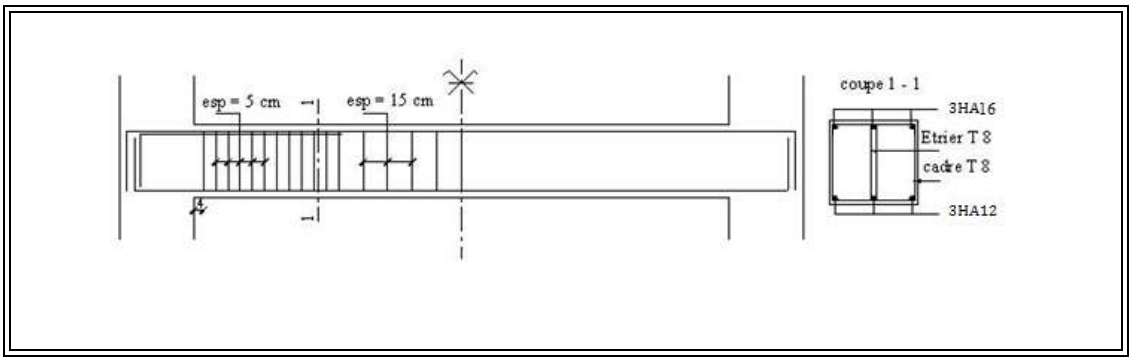


Figure III-19: ferraillage de la poutre palière

III.6. La dalle machine

III.6.1. Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. Elle est composée de :

- Le moteur (machine)
- Dalle supportant la machine
- Cabine d'ascenseur.

III.6.2. Prédimensionnement

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

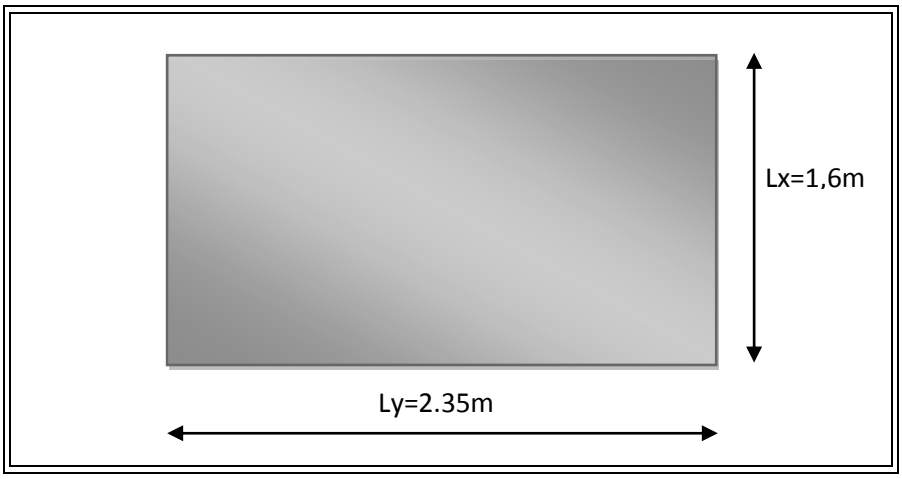


Figure III-20 : Dimensions de la dalle machine

Nous avons deux conditions à vérifier :

- Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} \le e \le \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{160}{50} \le e \le \frac{160}{40} \Rightarrow 3.2cm \le e \le 4.00cm$$

- Condition de l'E.N.A :

L'Entreprise Nationale des Ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit : e ≥ 25 cm. On prend : e=25cm

III.6.3. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation

III.6.3.1. Charges permanentes G

Tableau III-47: Charges permanentes

N°	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Dalle pleine	0.25	25	6.25
2	Enduit en ciment	0.02	18	0,36
			TOTAL	6.61

III.6.3.2. Poids de la machine supportée

q : est le chargement de la dalle donné par l'entreprise nationale des ascenseurs sous forme de charges concentrées.

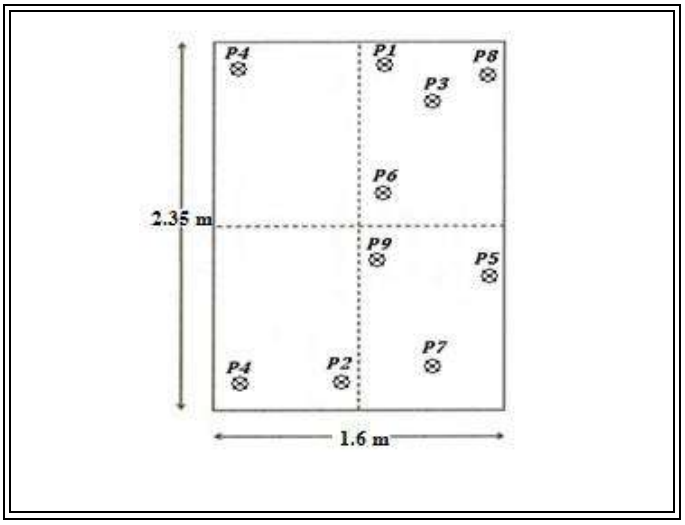


Figure III-21 : Déférentes charges agissantes sur la dalle

Tableau III-48: Les charges concentrées

P (kgf)								
P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
8400	3200	200	600	800	1250	750	1100	1000

$$q = \frac{\sum P_i}{S} = 4601.06 kg/m^2 = 46.01 kN/m^2$$

G_{tot}=6.61 + 46.01 = 52.62KN/m^2

III.6.3.3. La charge d'exploitation

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de : Q=5kN/m2.

Tableau III-49 : Détermination des chargements de la dalle

G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_U (kN/m^2)	P_{Ser}(kN/m^2)
52.62	5	78.54	57.62

Les appuis sont considérés comme des semi-encastrements.

III.6.4. calcul des sollicitations

On a: $\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{1.6}{2.35} = 0.68$

Donc la dalle travaille suivant les deux directions

III.6.4.1. Méthode de calcul

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

- la méthode forfaitaire : la plus utilisé aux formes géométriques simples et régulière sous chargement modéré ;
- La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures ;

Donc on utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture.

III.6.4.2. Hypothèses (ligne de rupture)

- La ligne de rupture devise la dalle en plusieurs régions qui s'appellent régions rigides, elles sont supposées demeurer plane après déformation ;
- Les lignes de rupture sont des lignes droites.

III.6.4.3. Principe de calcul

Travail extérieur = Travail intérieur.
Travail extérieur: en fonction de (charge, portée).
Travail intérieur: en fonction du moment.
Pour le cas des charges réparties:

$$T_{ext} = q.S.f_{cdg}$$

- q: charge répartie.
- S: surface de la région rigide.
- $f$cdg: flèche au niveau du c.d.g de la région rigide.

$$T_{int} = M.L.\theta$$

- M: moment de flexion.
- L: projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.
- θ: l'angle de rotation.

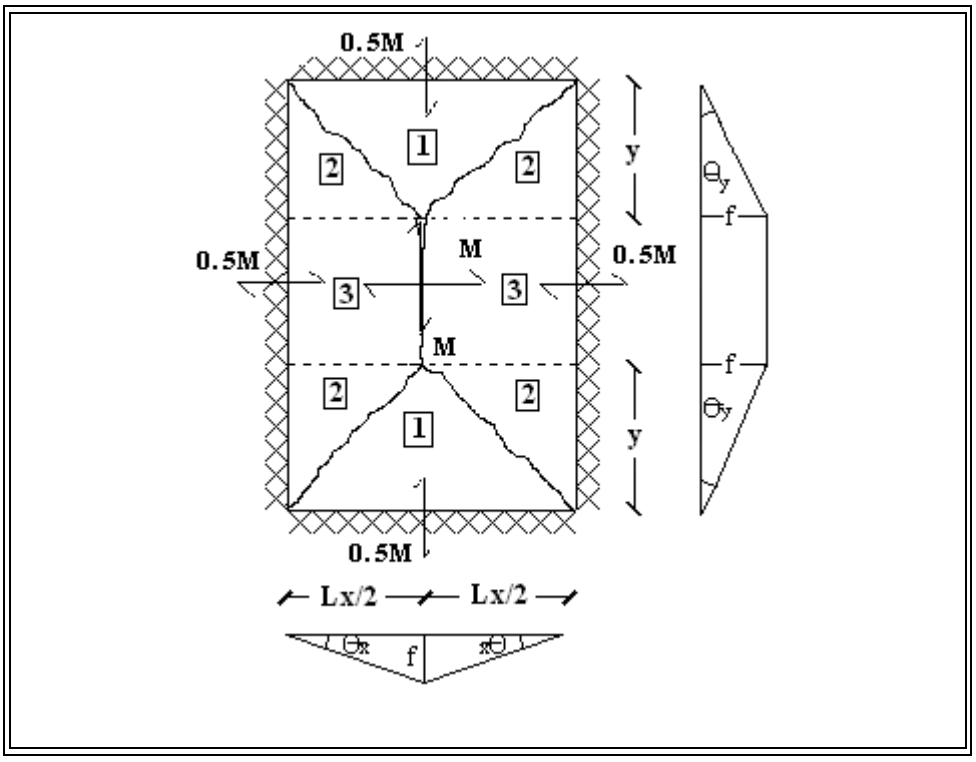


Figure III-22 : Les lignes de rupture

- Travail externe :

$$T_{ext} = 2T_{ext}^{1} + 4T_{ext}^{2} + 2T_{ext}^{3}$$

$$T_{ext}^{1} = q.S_1 \frac{f}{3} = q.f\left(\frac{1}{6}L_x.y\right)$$

$$T_{ext}^{2} = q.S_2 \frac{f}{3} = q.f\left(\frac{1}{12}L_x.y\right)$$

$$T_{ext}^{3} = q.S_3 \frac{f}{2} = q.f\left(\frac{1}{4}L_x.L_y - \frac{1}{2}.L_x.y\right)$$

$$T_{ext} = q.f\left(\frac{1}{2}L_x.L_y - \frac{1}{3}.L_x.y\right)$$

- Travail interne :

$$T_{int} = 2T_{int}^{1} + 2T_{int}^{2'}$$

Avec :

- $T_{int}^{2'} = T_{int}^{2} + T_{int}^{3}$

$$T_{int}^{1} = 0.5M.L_x.\theta_y + M.L_x.\theta_y \qquad \theta_y = \text{tg}\,\theta_y = \frac{f}{y}$$

$$T_{int}^{1} = 1.5M.L_x.\frac{f}{y}$$

$$T_{int}^{2'} = M.L_y.\theta_x + 0{,}5\ M\ .L_y.\theta_x \qquad \theta_x = \text{tg}\,\theta_x = \frac{2f}{L_x}$$

$$T_{int}^{2'} = 1.5M.\frac{L_y}{L_x}.f$$

$$T_{int} = 3M.\left(\frac{L_x}{y} + 2\frac{L_y}{L_x}\right) f$$

- Principe du travail virtuel :

$$T_{ext} = T_{int}$$

$$q = 3M\frac{\left(\frac{1.6}{y} + 2.94\right)}{1.88 - 0.8y}$$

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport a " y ".

$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow 2.35\ y^2 + 2.56\ y - 3.01 = 0 \Rightarrow y = 0.711\ m$

On remplace " y " on trouve: M=0.085q

$M_t = M = 0.085.q_u = 0.085 \times (78.54) = 6.68\ KN.m$

$M_a = 0.5.M = 0.5 \times 6.68 = 3.34\ KN.m$

- Calcul du ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

Tableau III-50 : Les données de la dalle machine

f_{c28}	25 MPa	h	25 cm
f_{t28}	2,1 MPa	d	23 cm
f_e	400 MPa	c	2cm
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	c'	2cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	b	100 cm

Hauteurs utiles: $\begin{cases} d_x = 25 - 2 - \frac{1}{2} = 22.5\ cm \\ d_y = 22.5 - \frac{1+1}{2} = 21.5\ cm \end{cases}$

Tel que: $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2}$ et $A = \frac{M_u}{\sigma_s.d.\beta.}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

Tableau III-51 : Calcul des sections d'acier de la dalle

		M_u (kN.m)	M	β	A(cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
Sens x	En travée	17.43	0.005	0.998	2.23	0	2.5
	En appuis	8.71	0.0027	0.999	1.11	0	2.5
Sens y	En travée	17.43	0.006	0.997	2.34	0	2.5
	En appuis	8.71	0.0028	0.999	1.16	0	2.5

- Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{25 \times 100}{1000} = 2.5 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte les sections: $\begin{cases} A_x = 4\varphi 10 = 3.14 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4\varphi 10 = 3.14 \text{ cm}^2 \end{cases}$

- Condition d'espacement:

$$\overline{S}_t = \text{Min}\left[2h = 50 \text{ cm}, 22 \text{ cm}\right] = 22 \text{ cm}$$

On prend: S = 25 cm

III.6.5. Vérification de l'effort tranchant

Suivant Lx: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \leq \overline{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 46.87 KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{46.87 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.208 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \text{ (Condition vérifié)}$$

Suivant Ly: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \leq \overline{\tau}_u = 1.16 MPa$

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = 41.89 KN$$

$$\tau_u = \frac{41.89 \times 10^3}{1000 \times 215} = 0.195 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \text{ (Condition vérifié)}$$

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.6.6. Vérification àl'E.L.S :

Béton : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15 MPa$

Acier: La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Tableau III-52 : Calcul de Mser

		M_{ser} (Kn.m)
Sensx	Travée	$0.25*q_{ser}=0.085*57.62=4.89$
	Appuis	$0.5*M_t=0.5*4.89=2.45$
Sensy	Travée	$0.25*q_{ser}=0.107*57.62=4.89$
	Appuis	$0.5*M_t=0.5*4.89=2.45$

- Détermination de la valeur de « y » :

$$50y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

Moment d'inertie : $I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III-53 : Vérification à l'ELS

		M_{ser} (Kn.m)	A_s(c m^2)	Y(cm)	I(cm^4)	K(N/cm^3)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \le \overline{\sigma}_b$
Sens x	travée	6.72	2.5	4.5	7378.38	28.05	0.5	Oui
	appuis	3.36	2.5	4.5	7378.38	19.24	0.2	Oui
Sens y	travée	6.72	2.5	4.41	6592.78	15.67	0.5	Oui
	appuis	3.36	2.5	4.41	6592.78	15.69	0.2	Oui

III.6.7. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\begin{cases} * \frac{h}{L_x} \ge \frac{M_t}{20M_x} \\ * \frac{h}{L_x} \ge \frac{1}{27} \grave{a} \frac{1}{35} \\ * \frac{A_s}{bd} \le \frac{2}{fe} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0{,}156 > 0{,}0426 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textit{vérifiée} \\ 0{,}156 > 0{,}037 \grave{a} 0{,}028 \ldots\ldots\ldots \textit{vérifiée} \\ 1{,}09.10^{-4} < 5.10^{-3} \ldots\ldots\ldots\ldots \textit{vérifiée} \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.6.8. Vérification de non poinçonnement

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.

$$Q_u \leq 0{,}045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement

Q_u= 78.54 KN , γ_b = 1.5 , f_{cj} = 25 MPa , h = 25 cm

Uc = 2(u + v)

u = a + 2(e + h/2)

v = b + 2(e + h/2)

Uc = 2(a+b) + 8e + 4h

Avec : a=b=e=0

Uc = 4h = 100 cm

Q_u = 78.54 KN < 0.045 x Uc x h x (fc28/γb) =1875 KN…… (Condition vérifie).

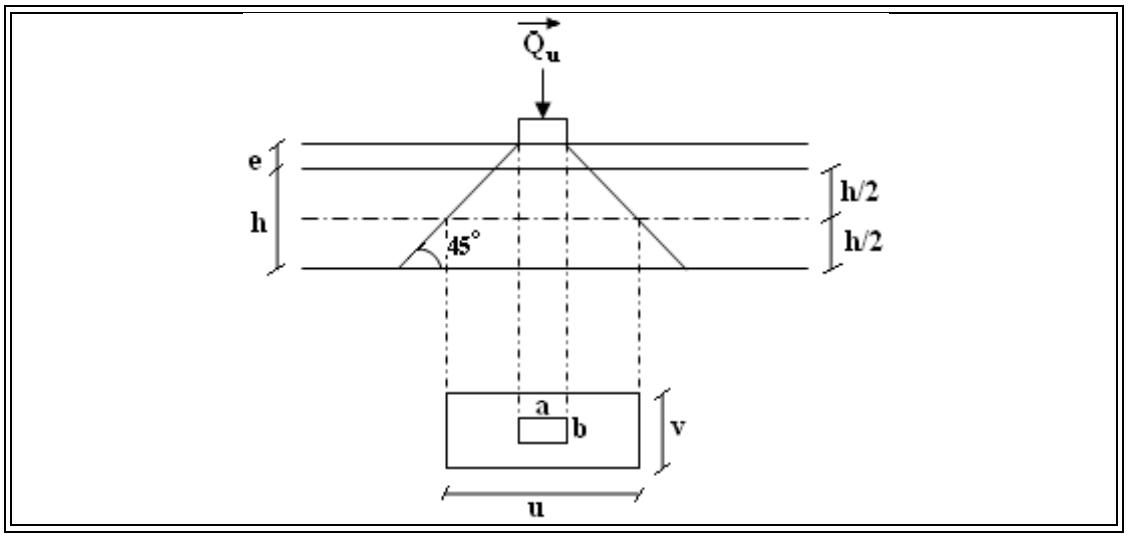


Figure III-23 : la vérification de non poinçonnement

Chapitre IV

Étude Dynamique

IV.1. Introduction

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.
Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Rependre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

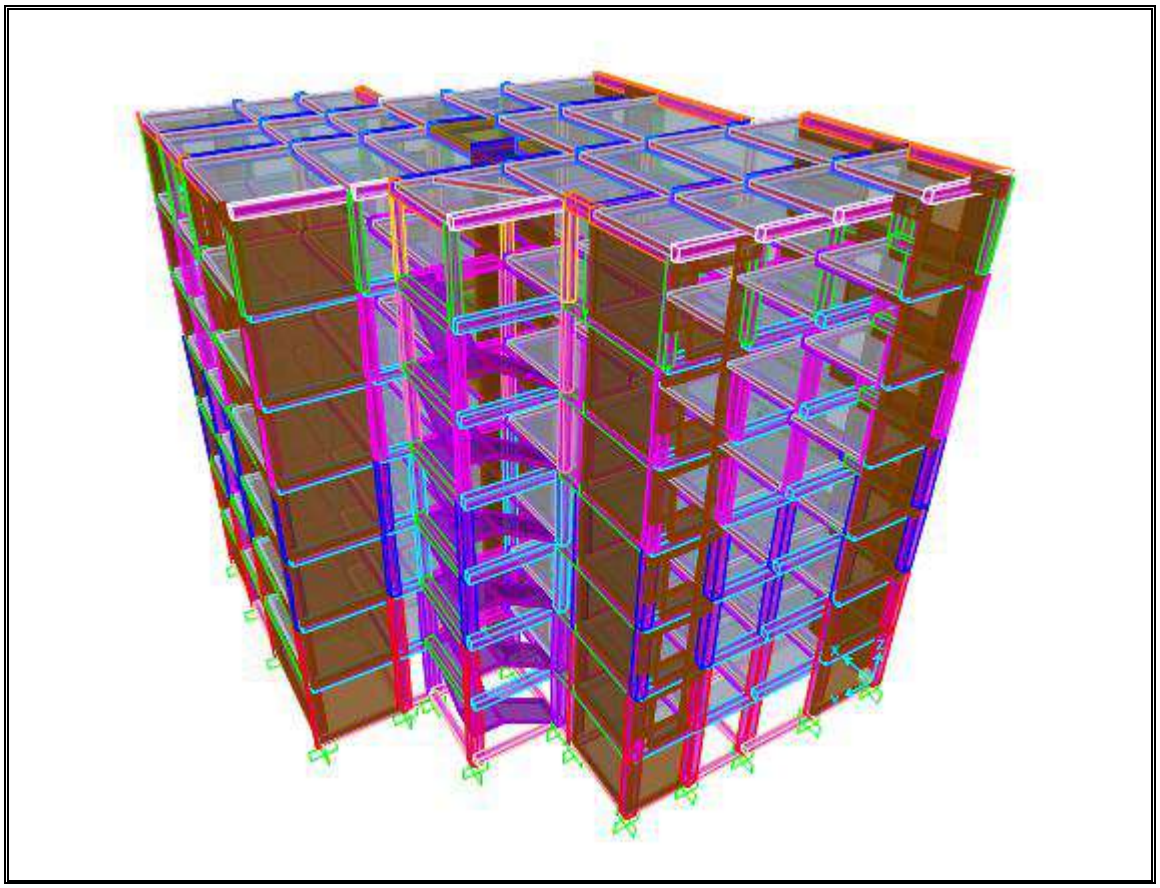


Figure IV-1 : Vue de la structure en 3D

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

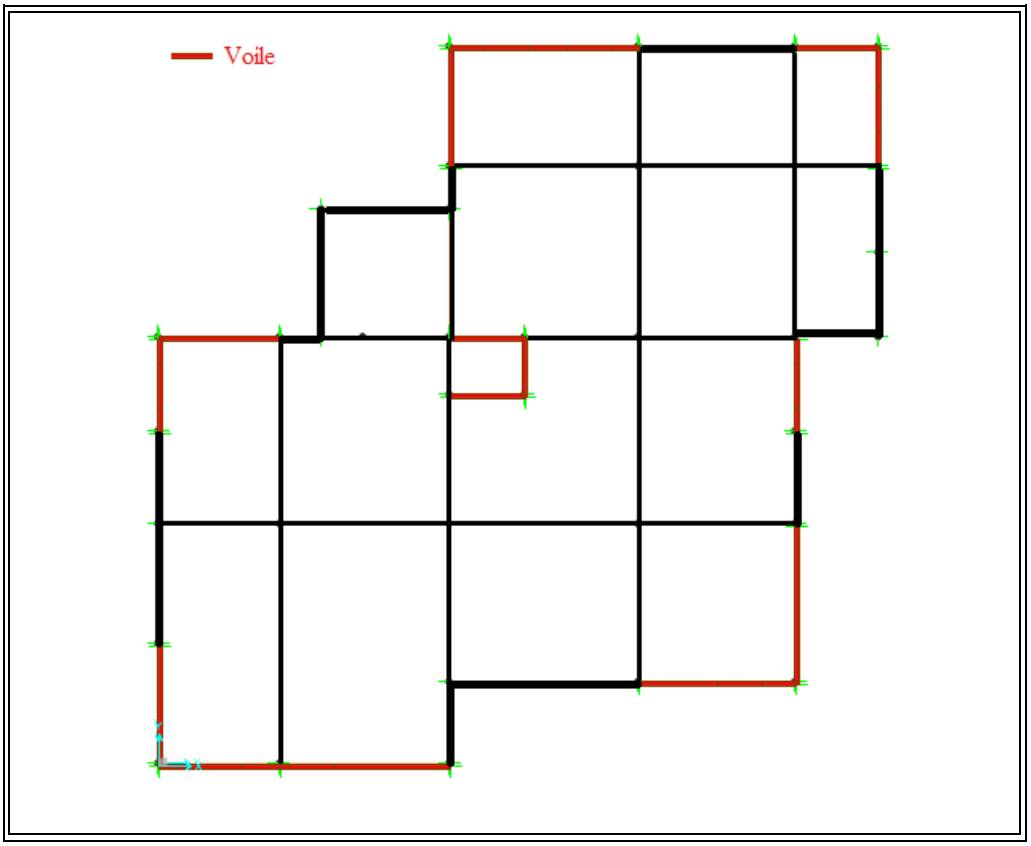


Figure IV-2 : disposition des voiles

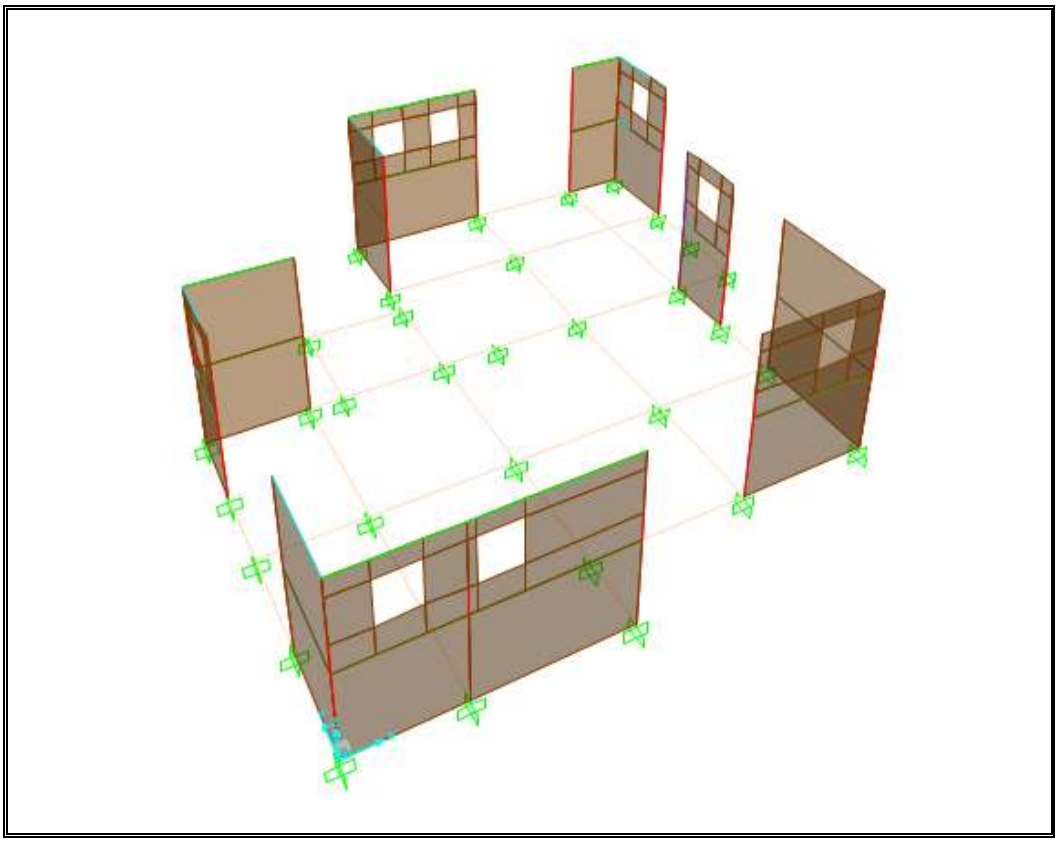


Figure IV-3: disposition des voiles en 3D

IV.2.1 Centre de masse

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (plancher, maçonnerie, escalier, voiles, poutres, poteaux).
Le centre de masse est repéré dans un système d'axe choisi, il est défini par la formule suivante :

$$XG = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \quad ; \quad YG = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

- Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global ;
- XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

Tableau IV-1 : Calcul du centre de Masse

Niveau		Masse et centre de Masse			Moment de stabilité	
Diaphragme N°	Niveau (m)	Masse.g (kN)	XG (m)	YG (m)	Wi*XG	Wi*YG
DIAPH 1	22.61	3906.44	11.46	10.97	44767.80	42853.65
DIAPH 2	19.38	4263.55	11.44	11	48775.01	46899.05
DIAPH 3	16.15	4317.68	11.42	11.01	49307.91	47537.66
DIAPH 4	12.96	4364.26	11.42	11.01	49839.85	48050.50
DIAPH 5	9.69	4411.26	11.42	11.02	50376.59	48612.09
DIAPH 6	6.46	4461.98	11.43	11.02	51000.43	49171.02
DIAPH 7	3.23	4512.85	11.43	11.02	51581.88	49731.61

IV.2.2. Centre de torsion

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoquant une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoquant une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$XT = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} YT = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile ou poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
  - pour les voiles : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$
  - pour les voiles avec ouvertures : $I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1 + I_2)}.\frac{A_0.(\alpha.\xi)}{\alpha^2} + 1}$ **[4]**

Avec :

a_n: coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$$\begin{cases} a_n = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}\right)\frac{20}{11}... & si\ n \le 11 \\ a_n = 1 & si\ n > 11 \end{cases}$$

I : inertie totale du refend.

E: module d'élasticité du matériau constituant le refend.

m: moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

I_i : moment d'inertie des trumeaux.

A_i : aire des éléments du refend.

2c : distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.

a : demi portée de l'ouverture.

$\alpha = w.H_0$ (Coefficient du monolithisme des voiles).

H_0: hauteur totale du refend.

$w^2 = \frac{3.i.I.c}{I_0.m.a^3.H}$: Voile à une seule file d'ouverture.

$w^2 = \frac{G}{3I.H}\left[2\left(\frac{ic^2}{a^3}\right)\right]$: Voile à une deux d'ouvertures.

H: hauteur d'étage.

$A_0(\alpha, \xi)$: est une fonction de " α " et " ξ " qui vaut:

$A_0(\alpha, \xi) = \frac{2}{3} + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3}.\frac{sh\,\alpha}{ch\,\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 ch\,\alpha}$ Si $\xi = 0$.

Avec: $\xi = \frac{x}{H}$ si $0 < \xi < 1$.

$A(\alpha, \xi) = \frac{1}{3}(2 - 3\xi + \xi^3) + \frac{2}{\alpha^2}\xi + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 ch\,\alpha}.sh\,\alpha(1-\xi) - \frac{2}{\alpha^2}\frac{ch\,\alpha.\xi}{ch\,\alpha}$

Remarque :si α > 10, on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré comme étant plein.

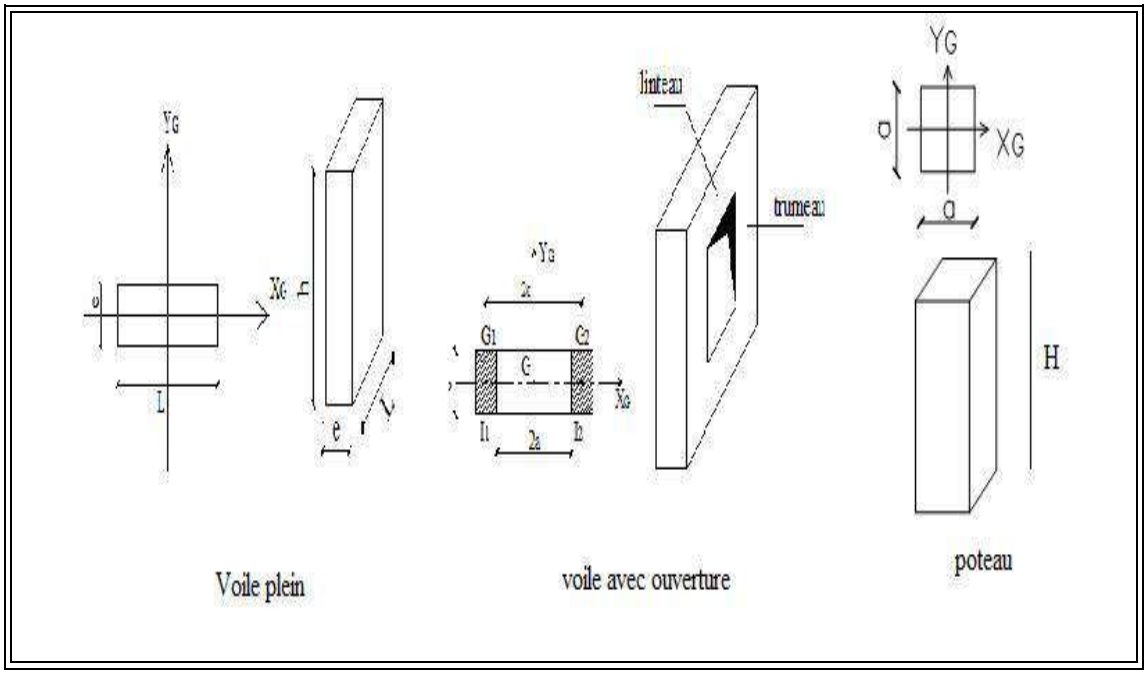


Figure IV-4: dimension des voiles et poteaux

Tableau IV-2: Calcule de centre de torsion

Niveau		Inertie et centre d'inertie					
Diaphragme N°	Niveau (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)	∑ Ix*YR	∑ Iy*XR
DIAPH 1	22.61	8.1291	4.1642	13.41	12.27	99.7441	55.8419
DIAPH 2	19.38	8.1475	4.1826	13.43	12.41	101.1105	56.1723
DIAPH 3	16.15	8.1475	4.1826	13.43	12.41	101.1105	56.1723
DIAPH 4	12.96	8.1758	4.2108	13.46	12.54	102.5245	56.6774
DIAPH 5	9.69	8.1758	4.2108	13.46	12.54	102.5245	56.6774
DIAPH 6	6.46	8.2135	4.2485	13.47	12.65	103.9008	57.2273
DIAPH 7	3.23	8.2135	4.2485	13.47	12.65	103.9008	57.2273

IV.2. 3.Excentricité

IV.2. 3.1. Excentricité théorique (statique)

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$e_x = \left| X_T - X_G \right| \qquad e_Y = \left| Y_T - Y_G \right|$$

Tableau IV-3 : Calcule d'excentricité théorique

Niveau	Direction X	Direction Y

(m)	XG (m)	XR (m)	Ex théo(m)	YG (m)	YR (m)	Ey théo(m)
22.61	11.46	13.41	1.95	10.97	12.27	1.3
19.38	11.44	13.43	1.99	11	12.41	1.41
16.15	11.42	13.43	2.01	11.01	12.41	1.4
12.96	11.42	13.46	2.04	11.01	12.54	1.53
9.69	11.42	13.46	2.04	11.02	12.54	1.52
6.46	11.43	13.47	2.04	11.02	12.65	1.63
3.23	11.43	13.47	2.04	11.02	12.65	1.63

IV.2. 3.2. Excentricité accidentelle [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV-4 : Calcule d'excentricité accidentelle

Niveau (m)	Lx (m)	Ly (m)	Ex (m)	Ey (m)
22.61	22.35	22.35	1.12	1.12
19.38	22.35	22.35	1.12	1.12
16.15	22.35	22.35	1.12	1.12
12.96	22.35	22.35	1.12	1.12
9.69	22.35	22.35	1.12	1.12
6.46	22.35	22.35	1.12	1.12
3.23	22.35	22.35	1.12	1.12

IV.2. 3.3. Effets de la torsion accidentelle [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ± 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau IV-5 : Calcule d'excentricité totale

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	Ex théo	Ex acc	Ex théo±Ex acc	Ey théo	Ey acc	Ey théo±Ey acc
22.61	1.95	1.12	3.07	1.3	1.12	2.42
19.38	1.99	1.12	3.11	1.41	1.12	2.53
16.15	2.01	1.12	3.13	1.4	1.12	2.52
12.96	2.04	1.12	3.16	1.53	1.12	2.65
9.69	2.04	1.12	3.16	1.52	1.12	2.64
6.46	2.04	1.12	3.16	1.63	1.12	2.75
3.23	2.04	1.12	3.16	1.63	1.12	2.75

IV. 3. Choix de la méthode de calcul

IV. 3.1. Introduction

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement deux méthodes:

- Méthode statique équivalente ;
- Méthode dynamique modale spectrale.

Pour notre structure, la hauteur est 22.61 m la hauteur de ce dernier dépasse les 17 m, donc selon le RPA Art 4.1.2, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse « **SAP 2000v16 ».**

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale

IV.3.2.1. Principe

Par cette méthode il est recherché, 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. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de structure.

IV.3.2.2.Modélisation [RPA 99 version 2003 Art 4.3.2]

Le modèle choisi dans la modélisation sur le 'SAP2000' est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.3.2.3.Le spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ \text{s} \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ \text{s} \end{cases}$$

a. Coefficient d'accélération A : [RPA : Tab.4.1]

A = fct (zone III, groupe d'usage 2) = 0,25.

b. facteur de correction d'amortissement η:

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$$

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2].
Avec remplissage dense → η = 0,882

c. coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3]

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales ;
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Donc : R = 3.5.

d. facteur de qualité Q : [RPA : Tab.4.4.]

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum_{}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV-6 : détermination du facteur de qualité Q de la structure

	Critère	Suivant X	Suivant Y

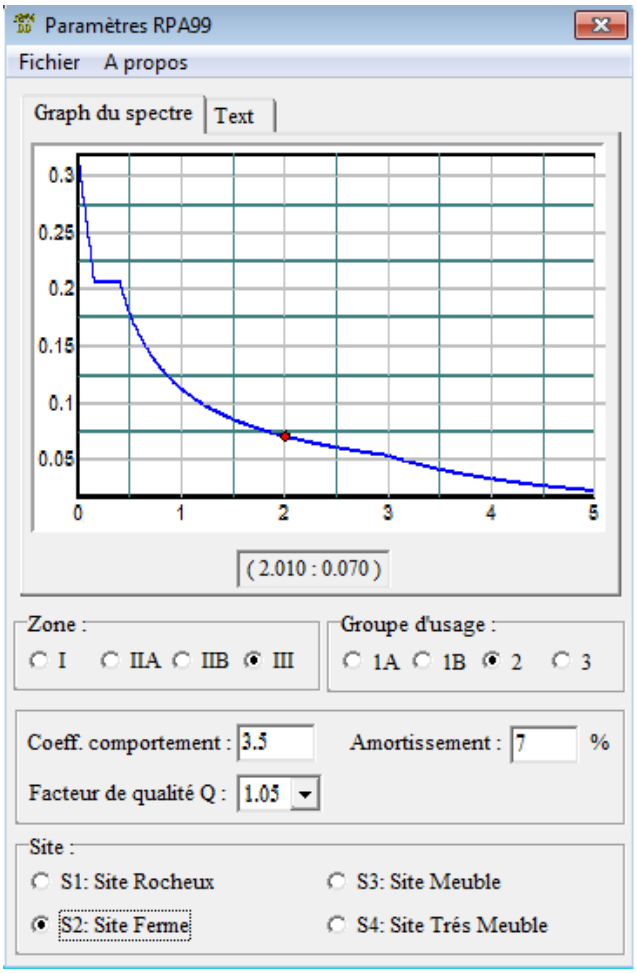
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0,05
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0{,}05 = 1{,}05$$
$$Q_Y = 1 + 0{,}05 = 1{,}05$$

Figure IV-5: Spectre de réponse

e. périodes caractéristiques :[RPA : Tab.4.7.]



$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\ \text{s} \\ T_2 = 0{,}40\ \text{s} \end{array}\right\} \text{site } S_2.$$

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification des périodes
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de déplacement
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

IV.4.1. Vérification de comportement

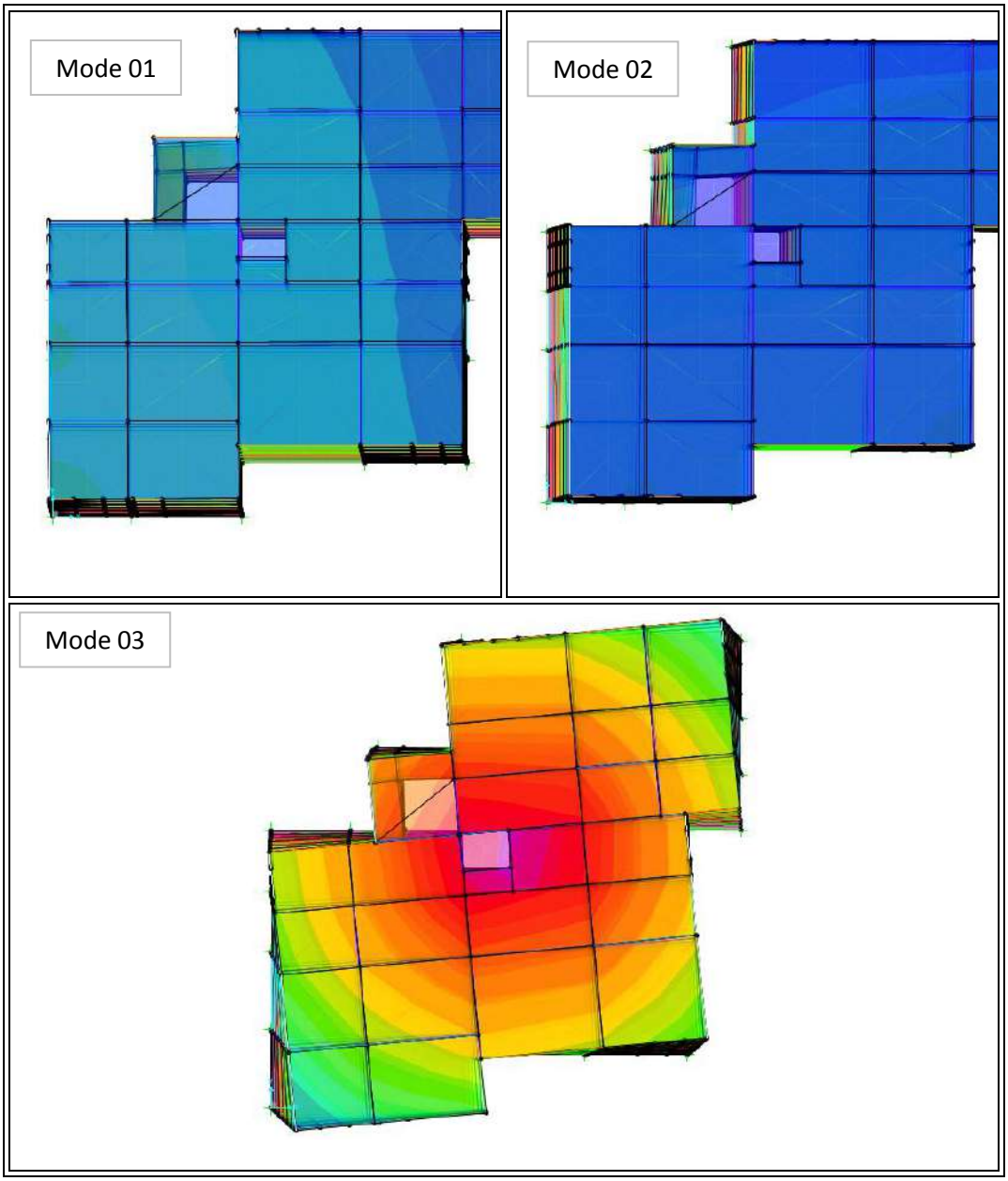


Figure IV-6: Le comportement de la structure selon les trois premiers modes

Tableau IV-7 : Le comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation suivant y	translation suivant x	rotation autour de z

IV.4.2. vérification de participation massique

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

Tableau IV-8 : Coefficient de participation massique

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		Sens x	Sens y	Sens z
1	0.40	4.56	64.86	0.13
2	0.29	73.03	69.54	0.29
3	0.21	73.05	69.64	71.92
4	0.11	73.43	86.58	71.98
5	0.08	88.35	88.29	72.24
6	0.06	89.37	88.48	88.97
7	0.05	89.39	88.57	89.18
8	0.05	89.49	94.31	89.22
9	0.05	89.50	94.44	89.23
10	0.05	89.51	94.47	89.24
11	0.04	92.52	94.58	89.27

IV.4.3. Vérification des périodes

Les valeurs de T, calculées à partir de SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4]

- T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$$T=0.09*hN/\sqrt{D}$$

- D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcule considéré ;
- hN : hauteur mesuré en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

Tx=0.518 sec

Ty=0.518 sec

IV.4.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4.2.6]

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0,8$

Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3] :

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

- A : coefficient d'accélération de zone

A = 0,25

- D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D=\begin{cases}2,5\eta & 0\le T\le T_2\\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3.0\ s\\ 2,5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3.0\ s\end{cases}$$

T2 = 0,4 s, tableau 4.7 (avec site S2)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta=\sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T=0,09h_n/\sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

Dx=2.205
Dy=2.205

- R : coefficient de comportement global de la structure

R = 3.5

- Q : facteur de qualité

$Q_x=Q_y=1.05$

- W : poids total de la structure

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

$\beta = 0.2$ tableau 4.5
W= 31500.65 kN

Tableau IV-9 : Calcul de la force sismique

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	∑Wi (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)
0.25	2.205	2.205	3.5	1.05	1.05	31500.65	5209.42	5209.42

Tableau IV-10 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	Vt ≥ 0.8*V	scal factor
X	5209.42	4375.18	4167.54	oui	0.95
Y	5209.42	4359.32	4167.54	oui	0.96

IV.4.5. Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement est égal à : $M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix}$ $M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$

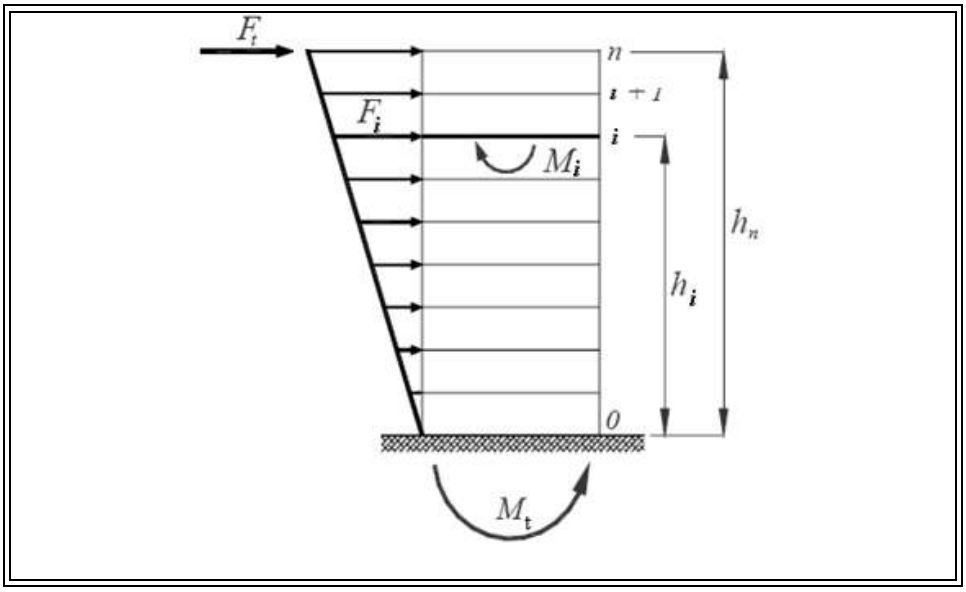
Avec :

- F_{ix} , F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à : Mtx =X_G.Wi , Mty =Y_G.Wi
Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

Figure IV-7: Les forces agissent sur la stabilité au renversement



IV.4.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

[RPA : Art 4.2.5]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\text{ s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\text{ s} \end{cases}$$

On a :

- TX = 0.518 s → Ft = 0
- TY = 0.518 s → Ft = 0

Donc:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_X = \alpha_x.V_X$$

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_Y - Ft = \alpha_Y.V_Y$$

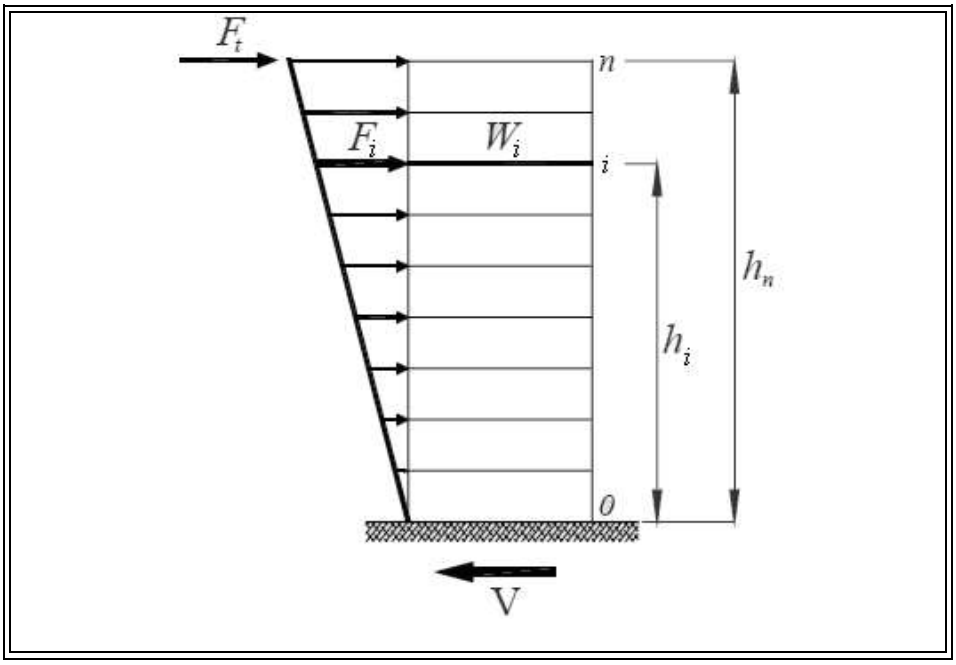


Figure IV-8: Distribution des forces sismiques

La sommes des forces sismiques aux étages suivant x est: V_X = 4375.18 kN

Tableau IV-11 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

hi (m)	Wi (kN)	Wi*hi	αx	Fix (kN)
22.61	3906.44	88324.61	0.23	1007.95
19.38	4263.55	82627.60	0.22	942.93
16.15	4317.68	69730.53	0.18	795.75
12.96	4364.26	56560.81	0.15	645.46
9.69	4411.26	42745.11	0.11	487.80
6.46	4461.98	28824.39	0.08	328.94
3.23	4512.85	14576.51	0.04	166.34
SOMME		383389.55	1.00	4375.18

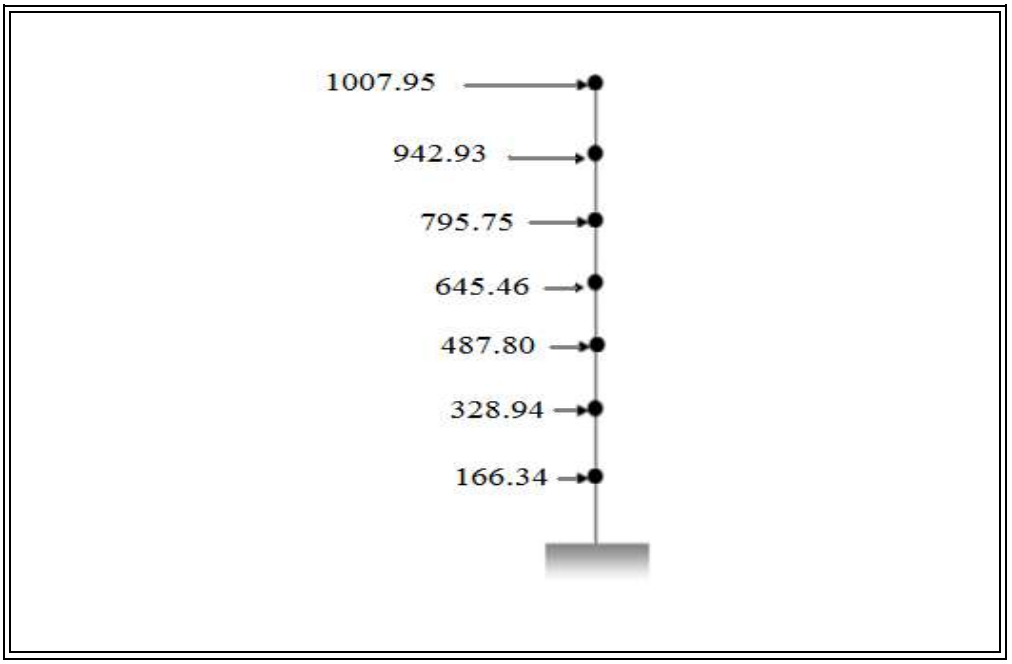


Figure IV-9: Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

La sommes des forces sismiques aux étages suivant y est: V_Y = 4359.32 kN

Tableau IV-12 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

hi (m)	Wi (kN)	Wi*hi	αy	Fiy (kN)
22.61	3906.44	88324.61	0.23	1004.29
19.38	4263.55	82627.60	0.22	939.51
16.15	4317.68	69730.53	0.18	792.87
12.96	4364.26	56560.81	0.15	643.12
9.69	4411.26	42745.11	0.11	486.03
6.46	4461.98	28824.39	0.08	327.75
3.23	4512.85	14576.51	0.04	165.74
SOMME		383389.55	1.00	4359.32

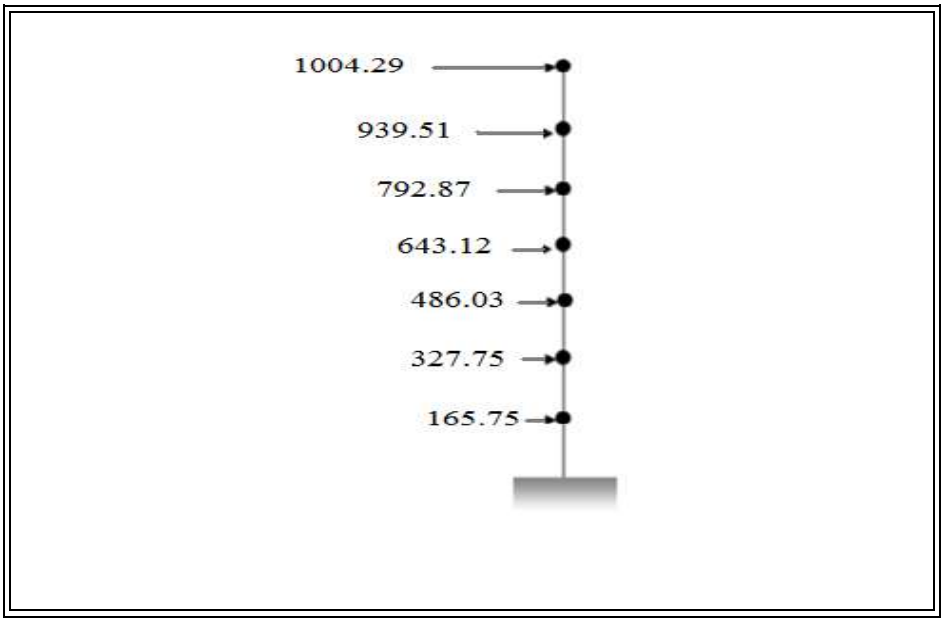


Figure IV-10 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

IV.4.5.2. Moment de renversement

Tableau IV-13 : calcul du moment de renversement

hi (m)	Fix (kN)	Fiy (kN)	Moxi (KN.m)	Moyi (KN.m)
22.61	1007.95	1004.3	22789.68	22707.04
19.38	942.93	939.51	18274.05	18207.79
16.15	795.75	792.87	12851.43	12804.83
12.96	645.46	643.12	8365.20	8334.87
9.69	487.80	486.03	4726.79	4709.65
6.46	328.94	327.75	2124.95	2117.24
3.23	166.34	165.74	537.29	535.35
∑Mo			69669.40	69416.77

IV.4.5.3. Moment stabilisant

Tableau IV-14 : calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	Wi (kN)	XG (m)	YG (m)	Mtxi (KN.m)	Mtyi (KN.m)
22.61	3906.44	11.46	10.97	44767.80	42853.65
19.38	4263.55	11.44	11	48775.01	46899.05
16.15	4317.68	11.42	11.01	49307.91	47537.66
12.96	4364.26	11.42	11.01	49839.85	48050.50
9.69	4411.26	11.42	11.02	50376.59	48612.09
6.46	4461.98	11.43	11.02	51000.43	49171.02
3.23	4512.85	11.43	11.02	51581.88	49731.61
∑Mt				345649.47	332855.57

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau IV-15 : Vérification de stabilisation

Mtxi (KN.m)	Mtyi (KN.m)	M0xi (KN.m)	M0yi (KN.m)	Mtxi/Moxi	Mtyi/M0yi	Mt/M0≥1.5	Mt/M0≥1.5
345649	332856	69669.39806	69416.76749	4.961281 06	4.795031 2	oui	oui

Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc la structure est stable suivant des deux directions.

IV.4.6.Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{ek}$$ [RPA: Art 4.4.3]

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

$$\Delta \text{ k limite} = 0.01 \text{ he}$$

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV-16 : Vérification des déplacements inter-étage sens X

Niveau (m)	δe (cm)	δk =R. δe (cm)	Δk= δ k –δ k-1 (cm)	0,01.he (cm)	Δk≤0,01.he
22.61	0.44	1.54	0.25	3.23	oui
19.38	0.37	1.30	0.28	3.23	oui
16.15	0.29	1.02	0.25	3.23	oui
12.96	0.22	0.77	0.25	3.23	oui
9.69	0.15	0.53	0.25	3.23	oui
6.46	0.08	0.28	0.18	3.23	oui
3.23	0.03	0.11	0.11	3.23	oui

Tableau IV-17 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Niveau (m)	δe (cm)	δk =R. δe (cm)	Δk= δ k –δ k-1 (cm)	0,01.he (cm)	Δk≤0,01.he
22.61	0.23	0.81	0.14	3.23	oui
19.38	0.19	0.67	0.14	3.23	oui
16.15	0.15	0.53	0.14	3.23	oui
12.96	0.11	0.39	0.14	3.23	oui
9.69	0.07	0.25	0.11	3.23	oui
6.46	0.04	0.14	0.11	3.23	oui
3.23	0.01	0.04	0.04	3.23	oui

IV.4.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k \ / \ V_k * h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" ;
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » ;

- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta\leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

Si$\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV-18 : Vérification l'effet P-Δ sens X

hk (m)	Pk (KN)	Fix (kN)	Δkx (cm)	Θx	Θx<0.10
22.61	3906.44	1007.9	0.25	0.0004	oui
19.38	4263.55	942.9	0.28	0.0007	oui
16.15	4317.68	795.8	0.25	0.0008	oui
12.96	4364.26	645.5	0.25	0.0013	oui
9.69	4411.26	487.8	0.25	0.0023	oui
6.46	4461.98	328.9	0.18	0.0037	oui
3.23	4512.85	166.3	0.11	0.0088	oui

Tableau IV-19 : Vérification l'effet P-Δ sens Y

hk (m)	Pk (KN)	Vky (KN)	Δky (cm)	Θy	Θy<0.10
22.61	3906.44	1004.29	0.14	0.0002	oui
19.38	4263.55	939.51	0.14	0.0003	oui
16.15	4317.68	792.87	0.14	0.0005	oui
12.96	4364.26	643.12	0.14	0.0007	oui
9.69	4411.26	486.03	0.11	0.0010	oui
6.46	4461.98	327.75	0.11	0.0022	oui
3.23	4512.85	165.74	0.04	0.0030	oui

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifier vis a vis de l'effet P-Δ.

Conclusion :

Les dimensions finales sont :

- Poteaux sous sol et RDC : $45 * 45$ cm²
- Poteaux 1er, 2eme étages : $40 * 40$ cm²
- Poteaux 3eme, 4em étages : $35 * 35$ cm²
- Poteaux 5eme étage : $30 * 30$ cm²

Chapitre V

Ferraillage DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1 Introduction

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.
Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :

  E.L.U :1,35G +1,5Q et G +Q ± E

  E.L.S G + Q

- les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :

  G +Q ± E

  0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes ;
- Q : charges d'exploitations ;
- E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres

V.2.1 Introduction

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.
On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau V-1 : Les données de calcule

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa		$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	

V.2.2. Recommandations du R.P.A99

V.2.2.1. Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone III.

V.2.2.2. Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. St .b.
  - b : largeur de la poutre.
  - St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :
    - St ≤ h/2 en Zone courante.
    - St ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

Tableau V-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

	Niveau	position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
	Terrasse	Travée	43.66	1.35G+1.5Q	0	3.0	5HA12=5.65

Intermédiaire		Appui	-80.48	1.35G+1.5Q	0	5.7	6HA12=6.79
	Etages	Travée	54.26	1.35G+1.5Q	0	3.8	3HA14=4.62
		Appui	-83.31	1.35G+1.5Q	0	5.9	5HA14=7.70
Rive	Terrasse	Travée	98.31	1.35G+1.5Q	0	7.1	5HA14=7.70
		Appui	-107.44	1.35G+1.5Q	0	7.8	3HA12+3HA14=8.01
	Etages	Travée	109.64	1.35G+1.5Q	0	7.9	3HA12+3HA14=8.01
		Appui	-123.72	1.35G+1.5Q	0	9.0	6HA14=9.24

Tableau V-3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

Niveau	position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	$A_{calcule}$ (cm^2)	$A_{choisies}$ (cm^2)
Terrasse	Appui	-118.90	G+Q+Ey	0	10.3	3HA16+3HA14=10.65
Etage	Appui	-121.10	G+Q+Ey	0	10.5	3HA16+3HA14=10.65

V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.
Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28=15 MPa .et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min ((2/3)*fe ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 Mpa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

Tableau V-4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	combinaison	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b(MPa)	σ_s(MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
	Terrass	Travée	-32.12	G+Q	5.65	4.8	240.7	Oui

Intermédiaire	e	Appui	58.88	G+Q	6.79	6.7	227.4	
	Etages	Travée	-39.63	G+Q	4.62	5.3	225.9	Oui
		Appui	60.67	G+Q	7.70	6.6	207.8	
Rive	Terrasse	Travée	6.03	G+Q	7.70	0.5	5.4	Oui
		Appui	-27.26	G+Q	8.01	2.8	78.5	
	Etages	Travée	6.52	G+Q	8.01	0.5	5.6	Oui
		Appui	-28.96	G+Q	9.24	3.0	83.8	

Tableau V-5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	N° élément	combinaison	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq$
Terrasse	Appui	-62.17	516	G+Q	10.65	6.4	179.1	Oui
Etages	Appui	-63.11	453	G+Q	10.65	6.2	158.9	Oui

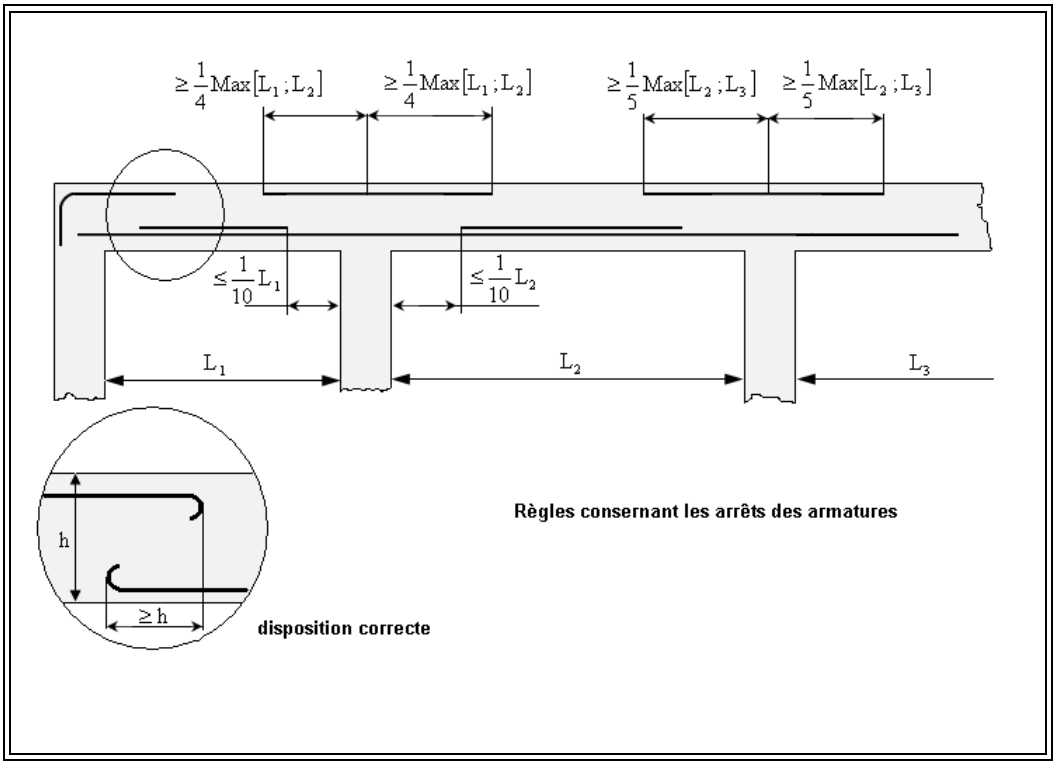


Figure V-1 : Disposition des armatures pour les poutres

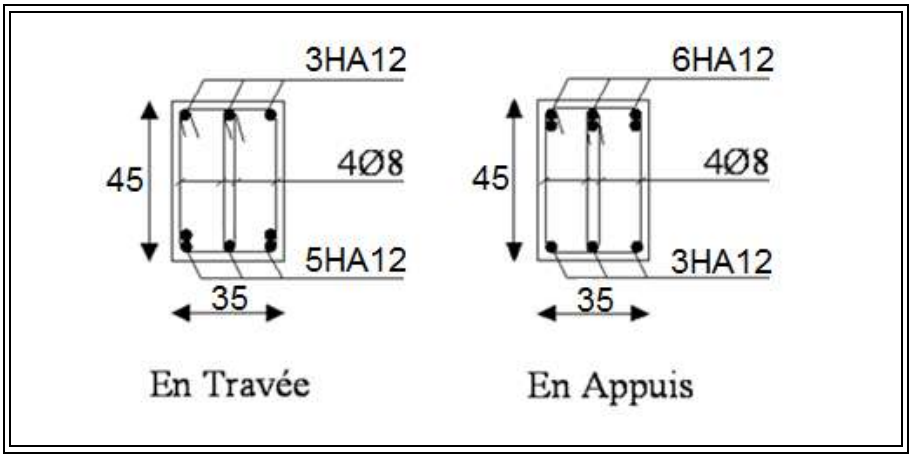


Figure V-2 : Ferraillage des poutres principales intermédiaires du niveau terrasse

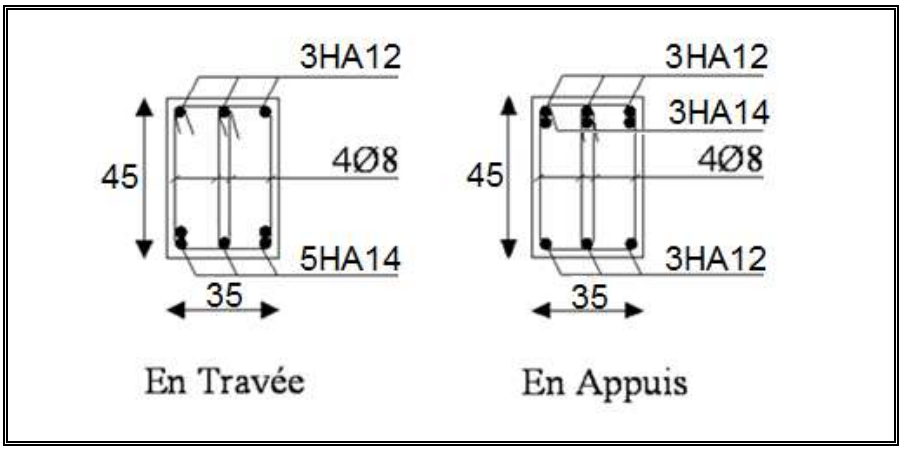


Figure V-3 : Ferraillage des poutres principales de rive du niveau terrasse

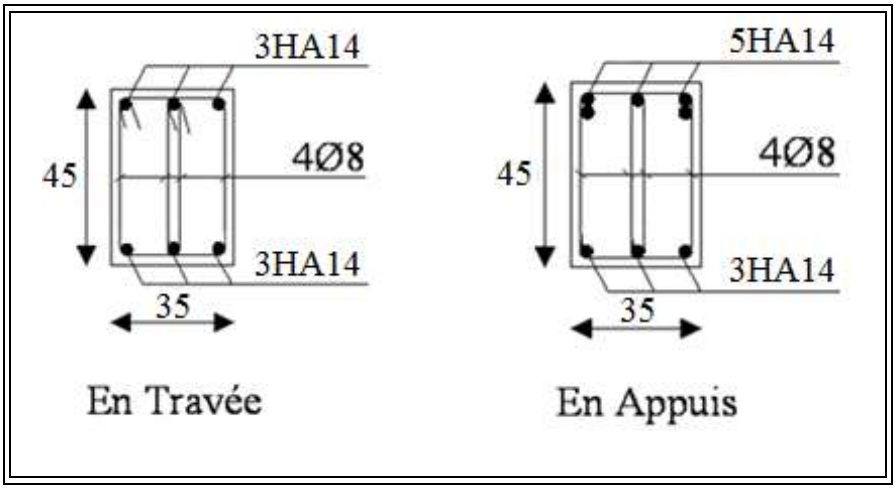


Figure V-4 : Ferraillage des poutres principales intermédiaires des étages

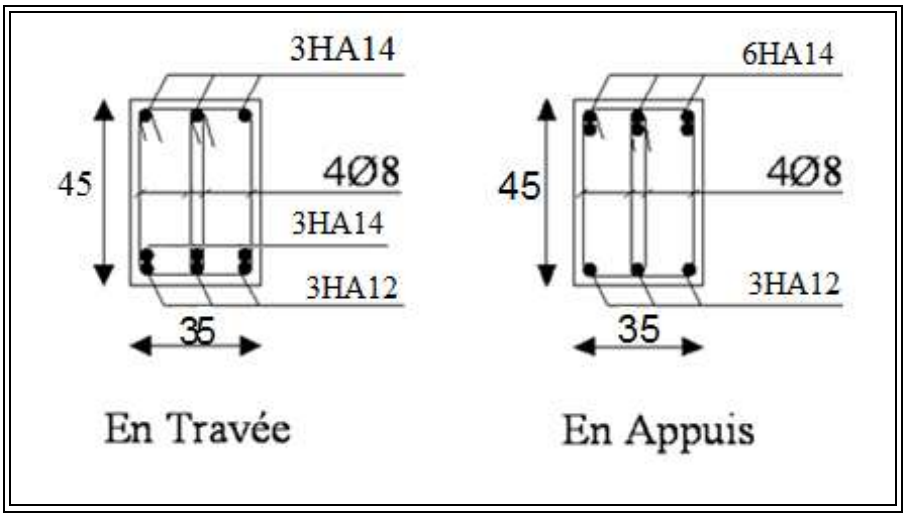


Figure V-5 : Ferraillages des poutres principales de rive des étages

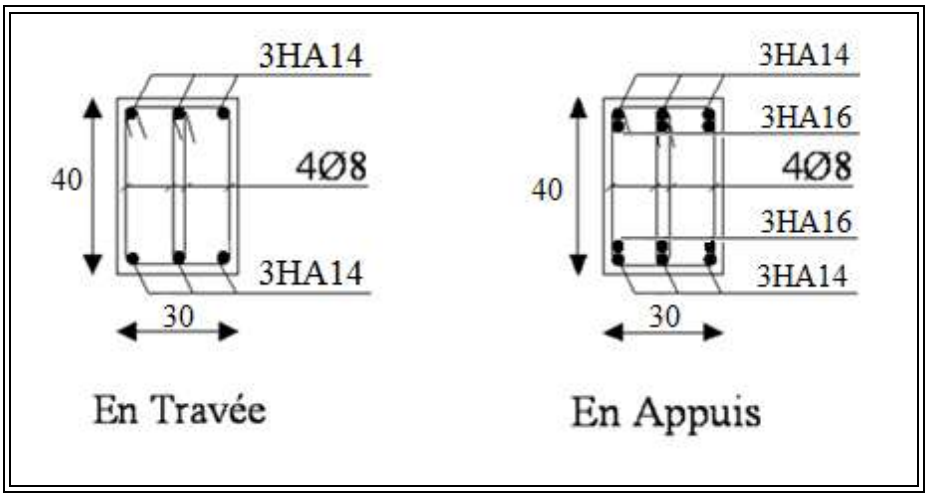


Figure V-6 : Ferraillages des poutres secondaires de terrasse et des étages

V.2.4.Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA

Il faut vérifie que :

- A tendue ≥ Amin CBA
- A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ Amax RPA
- A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ Amax RPA

Tableau V-6 : vérification des poutres principales selon la condition CBA

	Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	Condition vérifiée
	Terrasse	Travée	5.65	1.58	Oui

Intermédiaire		appui	6.79	1.58	Oui
	Etages	Travée	4.62	1.58	Oui
		appui	7.70	1.58	Oui
Rive	Terrasse	Travée	7.70	1.58	Oui
		appui	8.01	1.58	Oui
	Etages	Travée	8.01	1.58	Oui
		appui	9.24	1.58	Oui

Tableau V-7 : vérification des poutres principales selon les conditions RPA

	Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	A_{max} RPA(cm^2)	Condition vérifiée
Intermédiaire	Terrasse	Travée	9.05	7.88	63	Oui
		appui	12.44	7.88	94.5	Oui
	Etages	Travée	9.24	7.88	63	Oui
		appui	12.32	7.88	94.5	Oui
Rive	Terrasse	Travée	11.09	7.88	63	Oui
		appui	12.63	7.88	94.5	Oui
	Etages	Travée	12.63	7.88	63	Oui
		appui	12.63	7.88	94.5	Oui

Tableau V-8 : vérification des poutres secondaires selon la condition CBA

Niveau	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	Condition vérifiée
Terrasse et	Travée	10.65	1.2	Oui

étages	Appui	10.65	1.2	Oui

Tableau V-9 : vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA

Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	A_{max} RPA(cm^2)	Condition vérifiée
Terrasse et étages	Travée	10.65	6	48	Oui
	appui	10.65	6	72	Oui

V.2.5.Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

- T_u: effort tranchant

Tableau V-10 : Calcule de $\bar{\tau}_u$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u = 2.5\,MPa$	$\bar{\tau}_u = 3.3\,MPa$
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3.26\,MPa$	$\bar{\tau}_u = 4.34\,MPa$

Tableau V-11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveau	Vu(KN)	combinaison	τu(Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
intermédiair	Terrasse	40.70	1.35G+1.5Q	0.027	3,3	Oui
	étages	45.49	1.35G+1.5Q	0.030	3,3	Oui
rive	Terrasse	62.40	1.35G+1.5Q	0.042	3.26	Oui
	étages	69.81	1.35G+1.5Q	0.047	3.26	Oui

Tableau V-12 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

Niveau	V_u (KN)	combinaison	τu(Mpa)	$\overline{\tau_u}$(Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
Terrasse	80.21	G+Q+EY	0.071	4.34	Oui
étages	95.78	G+Q+EY	0.085	4.34	Oui

V.2.6.Calcul des armatures transversales

L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235 .
L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

: Zone nodale

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min(\frac{h}{4} et 12\varphi) \\ S' \leq \frac{h}{2} \end{cases}$$

: Zone courante

D'après CBA 93 :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-13 : Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$(cm)		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)	At (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
35x45	0.047	38.25	2.28	11.25	22.5	2.36	10	20	2.01=4Φ8
30x40	0.085	33.75	1.72	10	20	1.8	10	20	2.01=4Φ8

V.2.7.Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K*M_0$

- K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.75.

Tableau V-14 : Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.077	0.062	Oui	0.077	0.075	Oui	0. 0062	0.0105	Oui

PS	0.082	0.062	Oui	0.082	0.075	Oui	0.0095	0.0105	Oui

V.3. Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des les charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.1. Détermination des armatures longitudinales

V.3.1.1. Recommandations des règlements:

- Selon le CBA :

$$A_\ell = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ par\ métre \text{ de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 5\% \quad \text{B : section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

- Selon le RPA 99 version 2003: [Art 7.4.2.1]

  - La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

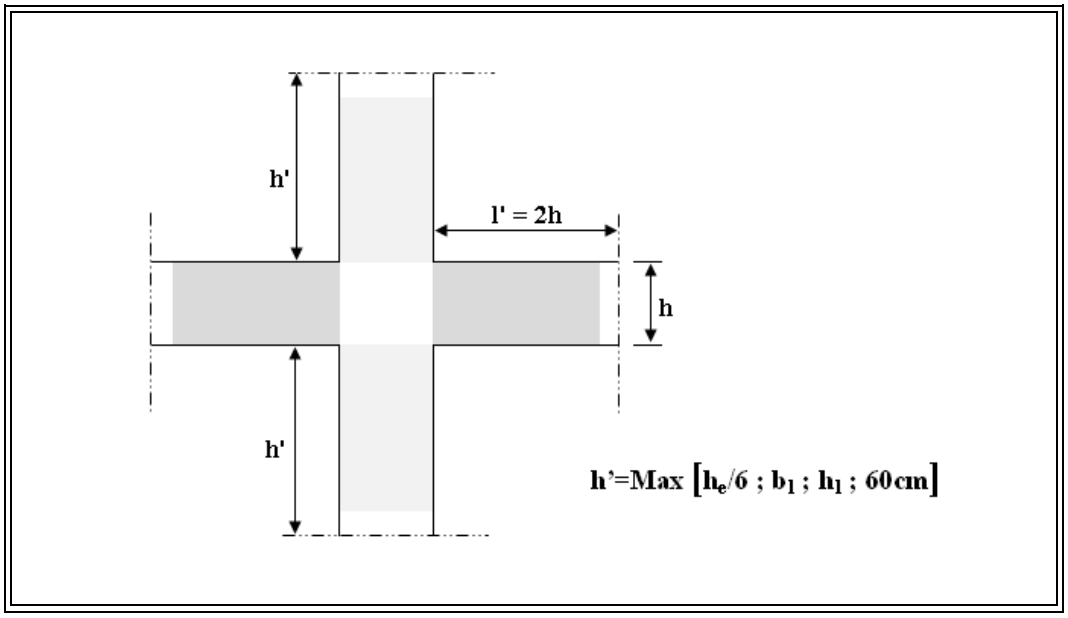


Figure V-7 : définition de la zone nodale dans les poteaux

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

$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 4\%$: En zone courante

$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 6\%$: En zone de recouvrement ;

- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III ;
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III ;
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous ;
  - he : la hauteur d'étage.

V.3.1.2. Etat limite de stabilité de forme

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u . (e_1 + e_2 + e_a)$$

- e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

- e_2 : Excentricités du 2eme ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3\,L^2 f\,(2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

- $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton
- $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{MG}{Mu}$
- Lf : longueur de flambement.
- h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

- e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec $\ell 0$ sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(cm)}{250}\ ,\ 2\ cm]$$

V.3.1.3. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

- Situation durable:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.
- Situation accidentelle:
  - Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

Avec :$d \cong 0.9.h$ et $c = c' = h - d$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans le tableau suivant :

Tableau V-15 : Calcule le ferraillage des poteaux à l'ELU

Section		Combinaison	N_u (kN)	A_x (cm²)	A_x choisie
(30x30)	Rive	G+Q+EdY	270.06	4.8	6HA12=6.79
	Intermédiaire	G+Q+EdY	368.76	4.8	6HA12=6.79

(35x35)	Rive	G+Q+EdY	413.82	5.6	6HA12=6.79
	Intermédiaire	1.35G+1.5Q	1022.20	5.6	6HA12=6.79
(40x40)	Rive	G+Q+Edy	1011.33	6.4	6HA12=6.79
	Intermédiaire	1.35G+1.5Q	1746.85	6.4	6HA12=6.79
(45x45)	Rive	G+Q+Edy	1572.48	7.2	4HA12+2HA14 =7.60
	Intermédiaire	1.35G+1.5Q	2517.70	7.2	4HA12+2HA14 =7.60

Tableau V-16 : ferraillages longitudinaux des poteaux

Section	A_x choisie (cm^2)	A_{min}CBA (cm^2)	A_{min}RPA (cm^2)	vérification
(30x30)	6.79	0.90	8.10	8HA12=9.05
(35x35)	6.79	1.22	11.02	8HA14=12.32
(40x40)	6.79	1.60	14.40	8HA12+4HA14=15.21
(45x45)	7.60	2.02	18.22	12HA14=18.47

V.3.1.4. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations Mser, Nser selon les règles CBA93.
On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_G^{'}.\nu_1}{I_G^{'}}$$

$$\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_G^{'}.(\nu_1 - c^{'})}{I_G^{'}}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$
$$\sigma_s = 15\ k.(d - y_1)$$

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$

et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V-17 : vérification des armatures à ELS des poteaux

SECTION		N_{ser} (kN)	A (cm^2)	Fissur-ation	σb (MPa)	σs (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	σs≤[σs]
(30x30)	Rive	270.06	6.79	préj	0.9	14.1	Oui	Oui
	Inter	368.76	6.79	Peu	2.5	37.0	Oui	-
(35x35)	Rive	413.82	6.79	préj	1.7	25.6	Oui	Oui
	Inter	1022.20	6.79	Peu	5.6	84.3	Oui	-
(40x40)	Rive	1011.33	6.79	préj	2.3	34.8	Oui	Oui
	Inter	1746.85	6.79	Peu	7.5	112.2	Oui	-
(45x45)	Rive	1572.48	7.60	préj	2.7	40.5	Oui	Oui
	Inter	2517.70	7.60	Peu	8.6	128.7	Oui	-

V.3.2. Détermination des armatures transversales

V.3.2.1. Calcul de la contrainte de cisaillement τu

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec :

- Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- b0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

V.3.2.2. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

- Selon le CBA93 :

Armatures droites (α = 90°)
Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}32\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

- Selon le RPA.99 version 2003 : [2 : 7.4.3.2]

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d\, f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5\\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{array}{l}\lambda = \dfrac{\ell_f}{i}\\ \mathrm{i} = \sqrt{\dfrac{I}{B}}\end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de coté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

V.3.2.3. Vérifications des contraintes tangentielles

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont nulles.

V.3.2.4. Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l'effort tranchant ;
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales ;
- Empêcher le gonflement du béton ;
- Empêcher le flambement des armatures.

- Selon le CBA93 :

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Øt est donnée par la relation :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$$

$\Phi\ell$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales ;

- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$$

$S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]

Et :

$$\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

- Selon le RPA99 version 2003 :

- D'après l'article 7.4.2.2, On a :

$$St = \frac{h\,.\,fe\,.\,At}{\rho.Vu}$$

Avec :

- $A_t = n_t.a_t$
- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \ell_f/a$:

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5. \end{cases}$$

ρ=3.75 dans les cas contraires.

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - Dans la zone nodale: $St \leq 10cm$ en zone III.
  - Dans la zone courante: $St \leq$ Min (b/2, h/2, 10ϕ_l) en zone III.

- La quantité d'armatures transversales minimale At/ (S_t*b) en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135^o ayant une longueur droite de 10ϕ_t minimum.

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{heminées}$>12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

- **application des recommandations.**

Les résultats en respectant ce qu'on a vu sont : fe =400MPa

Tableau V-18 : les armatures transversales et leurs espacements

Section	St_{cal} (cm)	Zone	St_{finale}	$A_{t\ min}$ (mm²)	Choix
30x30	12	courante	15cm	2.01	4 Ø 8
	10	nodale	10 cm	2.01	
35x35	14	courante	15cm	2.01	4 Ø 8
	10	nodale	10 cm	2.01	
40x40	16	courante	15cm	2.01	4 Ø 8
	10	nodale	10 cm	2.01	
45x45	18	courante	15cm	2.01	4 Ø 8

	10	nodale	10 cm	2.01	

- **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b) :**

Tableau V-19 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

Poteau	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}(\%)$	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$
30x30	courante	0.447	Oui
	nodale	0.670	Oui
35x35	courante	0.382	Oui
	nodale	0.574	Oui
40x40	courante	0.334	Oui
	nodale	0.502	Oui
45x45	courante	0.297	Oui
	nodale	O.446	Oui

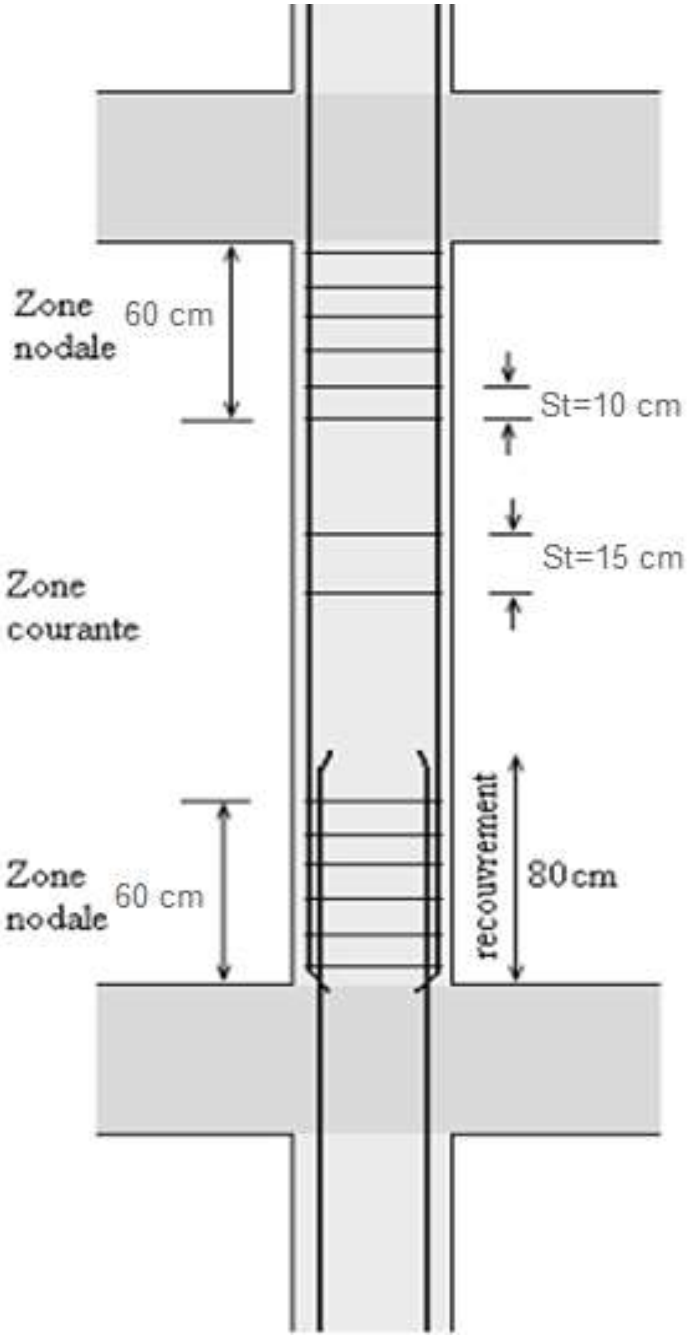


Figure V-8 : Disposition des armatures pour les poteaux

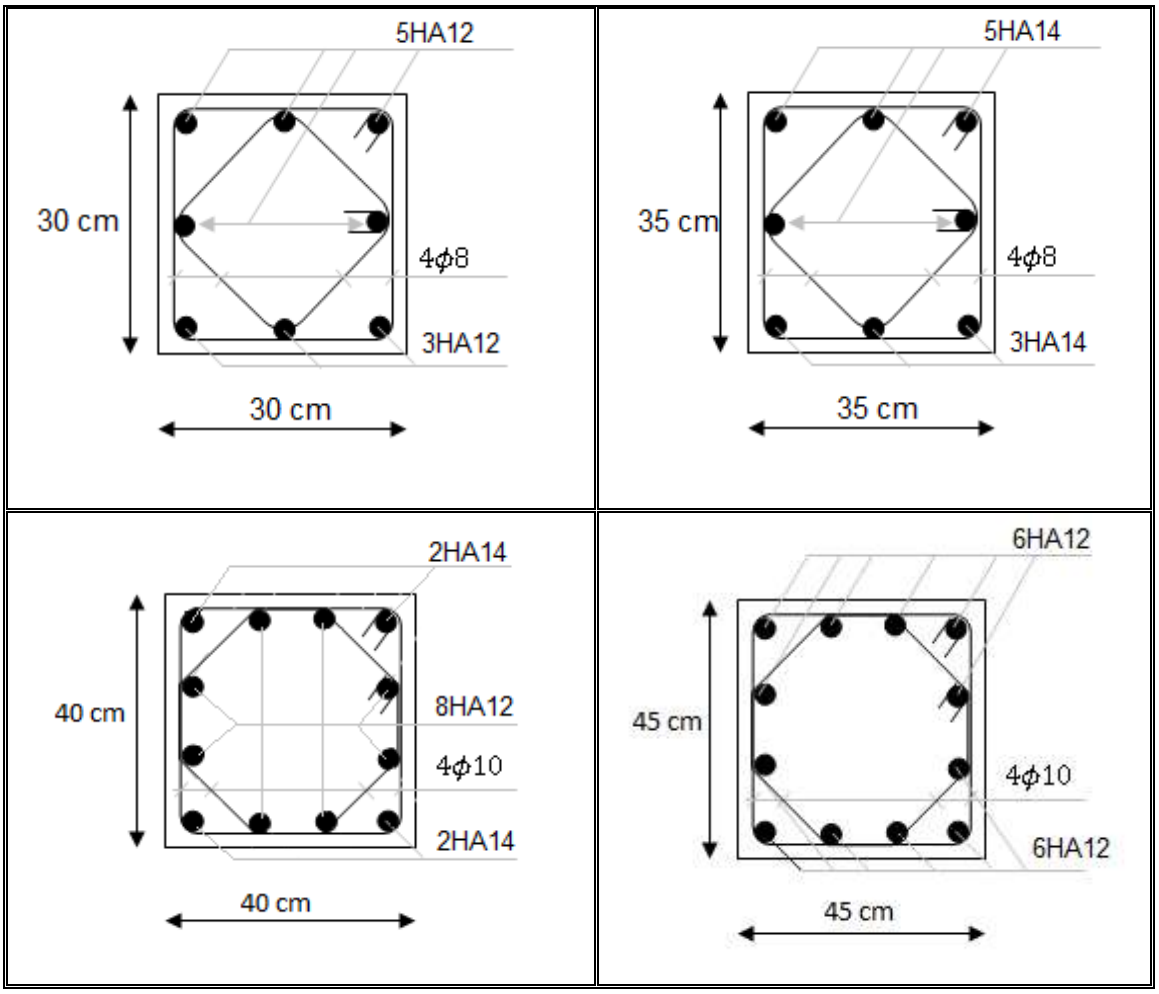


Figure V-9 : Ferraillage des poteaux de rives et intermédiaires

V.4. Ferraillage des voiles

V.4.1. Les voiles pleins

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissants.

V.4.2.Voiles avec files d'ouvertures

a. Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

A fin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures:

- Armatures verticales ;

- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

b. Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer:

- Des aciers longitudinaux de flexion " A_l " ;
- Des aciers transversaux " A_t " ;
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.4.3. Recommandations réglementaires

V.4.3.1. Armatures verticales

L'acier choisi est de type haut adhérence Fe 400.

- Selon le CBA 93:
  - $0{,}1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$

Avec :

a = l'épaisseur du voile

b = la largeur de la zone tendue

- Condition de non fragilité
- Selon le RPA 99(V2003)

$A_{ver} = 0.2\% B_t$ dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0.15\%B$ dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0.1\%B$ dans la section courante.

Avec :

- B: section du voile.
- a: épaisseur du voile.
- φ_{ver}: diamètre vertical.

V.4.3.2. Armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

- Selon le CBA 93

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$$S_h \leq \min[0.9d ; 40cm]$$

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\, a}$$

$$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$: Fissuration peu nuisible.

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$: Fissuration Préjudiciable.

τ_b : contrainte de cisaillement.

$\overline{\tau}_b$: contrainte de cisaillement admissible.

A_h: section d'armatures horizontales.

d = 0.9 h: hauteur utile.

- Selon le RPA 99 V(2003)

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}$$

$$S_h \leq \min[1.5a ; 30cm]$$

V.4.3.3. Armatures transversales

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance F_eE 235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.3.4. Les voiles et les trumeaux

- (RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- 40 Φ: pour les barres situées dans les zones oû le renversement de signes des efforts est possible ;
- 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

Espacement des armatures verticales.

$$S_v \leq \text{Min}\left[1.5a\,;30\text{cm}\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & \text{(zone courante)} \\ \dfrac{S_v}{2} & \text{(zone d'extrémité)} \quad \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

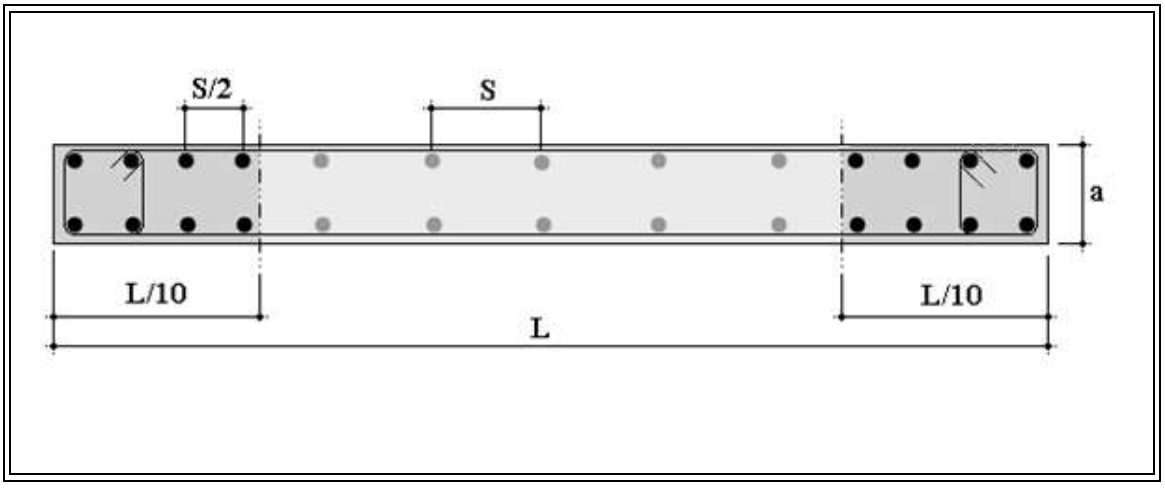


Figure V-10 : disposition des armatures verticales dans les voiles

V.4.4. Les voile plein

V.4.4.1. Armatures verticales

- Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

Situation durable:

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

Situation accidentelle:

- Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans le tableau suivant :

- Sens X :

Tableau V-20 : Ferraillage verticale des voiles

	Niveau	voile	S (cm²)	N (kN)	M (kN.m)	T (kN)	A_{cal} (cm)	A_{RPA} (cm)	A_{CBA} (cm)	choix
(x)	s.sol	V_1	15X375	1462.41	1741.70	456.68	15.6	8.44	5.62	14HA12= 15.83
	RDC	V_1	15x375	1083.64	1341.26	544.40	15.6	8.44	5.62	14HA12= 15.83
	1ere	V_1	15x375	925.77	908.11	439.34	15.6	8.44	5.62	14HA12= 15.83
	2eme	V_1	15x375	697.77	560.96	350.47	15.6	8.44	5.62	14HA12= 15.83
	3eme	V_1	15x375	530.75	349.08	268.58	15.6	8.44	5.62	14HA12= 15.83
	4eme	V_1	15x375	342.88	163.52	175.83	15.6	8.44	5.62	14HA12= 15.83
	5eme	V_1	15x375	188.93	36.90	83.61	15.6	8.44	5.62	14HA12= 15.83
(x)	s.sol	$V_{2,3}$	15x255	946.25	560.27	190.13	9.8	5.18	3.45	9HA12= 10.18
	RDC	$V_{2,3}$	15x255	1064.92	341.74	196.17	9.8	5.18	3.45	9HA12= 10.18
	1ere	$V_{2,3}$	15x255	933.43	370.62	184.64	9.8	5.18	3.45	9HA12= 10.18
	2eme	$V_{2,3}$	15x255	734.56	317.12	183.12	9.8	5.18	3.45	9HA12= 10.18
	3eme	$V_{2,3}$	15x255	575.18	309.65	187.00	9.8	5.18	3.45	9HA12= 10.18
	4eme	$V_{2,3}$	15x255	374.78	268.66	171.98	9.8	5.18	3.45	9HA12= 10.18
	5eme	$V_{2,3}$	15x255	183.97	268.71	182.71	9.8	5.18	3.45	9HA12= 10.18

- Sens Y :

Tableau V-21 : Ferraillage verticale des voiles

	Niveau	voile	S (cm²)	N (kN)	M (kN.m)	T (kN)	A_{cal} (cm)	A_{RPA} (cm)	A_{CBA} (cm)	choix
(y)	s.sol	$V_{1,2}$	15x375	1161.86	2412.57	639.63	15.6	8.44	5.62	14HA12= 15.83
	RDC	$V_{1,2}$	15x375	1257.74	2320.01	722.95	15.6	8.44	5.62	14HA12= 15.83
	1ere	$V_{1,2}$	15x375	1124.88	1758.74	622.50	15.6	8.44	5.62	14HA12= 15.83
	2eme	$V_{1,2}$	15x375	906.04	1303.12	520.22	15.6	8.44	5.62	14HA12= 15.83
	3eme	$V_{1,2}$	15x375	724.44	973.87	410.41	15.6	8.44	5.62	14HA12= 15.83
	4eme	$V_{1,2}$	15x375	462.68	646.84	268.36	15.6	8.44	5.62	14HA12= 15.83
	5eme	$V_{1,2}$	15x375	235.83	415.43	97.68	15.6	8.44	5.62	14HA12= 15.83
(y)	s.sol	V_3	15x490	1840.71	4444.37	921.06	20.2	11.02	7.35	18HA12= 20.36
	RDC	V_3	15x490	1257.54	3804.09	1143.08	20.2	11.02	7.35	18HA12= 20.36
	1ere	V_3	15x490	1107.30	2867.71	1038.12	20.2	11.02	7.35	18HA12= 20.36
	2eme	V_3	15x490	834.64	1910.23	907.17	20.2	11.02	7.35	18HA12= 20.36
	3eme	V_3	15x490	798.98	1158.70	780.24	20.2	11.02	7.35	18HA12= 20.36
	4eme	V_3	15x490	394.51	583.61	568.52	20.2	11.02	7.35	18HA12= 20.36
	5eme	V_3	15x490	205.25	168.66	374.91	20.2	11.02	7.35	18HA12= 20.36

- L'espacement :

D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible :

$$S_v = \text{Min}\begin{cases} 1{,}5a \\ 30\text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 22.5\text{cm} \\ 30\text{cm} \end{cases}$$

Donc suivant le nombre des barres choisi, on adopté les espacements suivants :

Sv = 20 cm En zone courante

Sv/2 = 10 cm Dans la zone d'extrémité du voile (l = L/10)
Avec :

L : la largeur du voile

a : l'épaisseur du voile

- Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations (Mser, Nser) selon les règles CBA93.
On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

$$\sigma b = \frac{Nser}{Bo} + \frac{MG'.v1}{IG'} \quad ; \quad \sigma s = 15.[\frac{Nser}{Bo} + \frac{MG'.(v1- c')}{IG'}]$$

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$;
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
  Et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa$.

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant:

- Sens X :

Tableau V-22 : vérifications des ferraillages des voiles à l'ELS suivant X

	niveau	voile	S (cm²)	N (kN)	M (kN)	Sit	$A_{Choisie}$ (cm)	σ_b	σ_s	Vérification
(x)	s.sol	V_1	15X375	931.84	-151.30	G+Q	15.83	1.9	27.9	Condition vérifié
	RDC	V_1	15x375	884.37	-153.13	G+Q	15.83	1.8	26.8	Condition vérifié
	1ere	V_1	15x375	800.36	-152.27	G+Q	15.83	1.7	24.7	Condition vérifié
	2eme	V_1	15x375	643.55	-153.18	G+Q	15.83	1.4	20.9	Condition vérifié
	3eme	V_1	15x375	521.69	-150.21	G+Q	15.83	1.2	17.8	Condition vérifié
	4eme	V_1	15x375	351.21	-147.51	G+Q	15.83	0.9	13.6	Condition vérifié
	5eme	V_1	15x375	195.95	-155.24	G+Q	15.83	0.7	10.1	Condition vérifié
(x)	s.sol	$V_{2,3}$	15x255	1088.86	13.19	G+Q	10.18	3.0	44.7	Condition vérifié
	RDC	$V_{2,3}$	15x255	960.10	57.49	G+Q	10.18	2.9	43.4	Condition vérifié
	1ere	$V_{2,3}$	15x255	857.37	110.40	G+Q	10.18	2.9	44.0	Condition vérifié
	2eme	$V_{2,3}$	15x255	691.38	120.86	G+Q	10.18	2.6	38.3	Condition vérifié
	3eme	$V_{2,3}$	15x255	544.27	154.80	G+Q	10.18	2.4	35.4	Condition vérifié
	4eme	$V_{2,3}$	15x255	352.09	167.36	G+Q	10.18	1.9	28.9	Condition vérifié
	5eme	$V_{2,3}$	15x255	159.40	223.56	G+Q	10.18	1.8	26.1	Condition vérifié

- Sens Y :

Tableau V-23 : vérifications des ferraillages des voiles à l'ELS suivant Y

	Niveau	voile	S (cm²)	N (kN)	M (kN)	Sit	$A_{Choisie}$	σ_b	σ_s	Vérification
(y)	s.sol	$V_{1,2}$	15X375	840.53	11.86	G+Q	15.83	1.4	21.1	Condition vérifié
	RDC	$V_{1,2}$	15X375	827.36	114.38	G+Q	15.83	1.6	24.2	Condition vérifié
	1ere	$V_{1,2}$	15X375	764.33	87.68	G+Q	15.83	1.5	21.8	Condition vérifié
	2eme	$V_{1,2}$	15X375	620.25	96.21	G+Q	15.83	1.2	18.5	Condition vérifié
	3eme	$V_{1,2}$	15X375	505.49	103.80	G+Q	15.83	1.1	15.9	Condition vérifié
	4eme	$V_{1,2}$	15X375	338.84	115.61	G+Q	15.83	0.8	12.2	Condition vérifié
	5eme	$V_{1,2}$	15X375	183.88	146.52	G+Q	15.83	0.6	9.5	Condition vérifié
(y)	s.sol	V_3	15X490	1172.08	16.21	G+Q	20.36	1.5	22.4	Condition vérifié
	RDC	V_3	15X490	1095.86	210.69	G+Q	20.36	1.7	24.8	Condition vérifié
	1ere	V_3	15X490	980.15	224.15	G+Q	20.36	1.5	22.9	Condition vérifié
	2eme	V_3	15X490	787.19	229.61	G+Q	20.36	1.3	19.4	Condition vérifié
	3eme	V_3	15X490	629.17	227.77	G+Q	20.36	1.1	16.4	Condition vérifié
	4eme	V_3	15X490	418.67	-217.29	G+Q	20.36	0.8	12.2	Condition vérifié
	5eme	V_3	15X490	218.87	-193.20	G+Q	20.36	0.5	8.0	Condition vérifié

V.4.4.2. Les armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10∅. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- Contraintes limites de cisaillement dans les voiles

En addition aux spécifications du paragraphe 7.3 (RPA99 version 2003), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2\, f_{c28} = 5MPa$$

Où: $\tau_b = \dfrac{\bar{V}}{b_0\, d}$ avec : $\bar{V} = 1.4\ x\ V_u$

$b_{o:}$ épaisseur du voile.

d : hauteur utile =0,9h.

h : hauteur totale de la section brute.

Le calcul des armatures horizontales est fait comme le calcul des armatures transversales des poteaux avec : At=2. at

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : [CBA :A.5.1.2.3]

$$St \leq \frac{0.9.\,At.\dfrac{fet}{\gamma s}}{bo(\tau u - 0.3.\,ft28.\,K)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée :

$$K = 1 + 3.\frac{Nu}{B.fc28}$$

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

- Sens X :

Tableau V-24 : calcul les armatures horizontales el leurs espacements suivant X

	niveau	voile	E (cm)	h (cm)	Vu (kN)	τ_b	$\bar{\tau}_b$	vér	A_{RPA} (cm²)	choix	A_{final} (cm)
(x)	s.sol	V_1	15	323	456.68	1.47	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
	RDC	V_1	15	323	544.40	1.75	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
	1ere	V_1	15	323	439.34	1.41	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
	2eme	V_1	15	323	350.47	1.12	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
	3eme	V_1	15	323	268.58	0.86	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
	4eme	V_1	15	323	175.83	0.56	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
	5eme	V_1	15	323	83.61	0.27	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
(x)	s.sol	$V_{2,3}$	15	323	190.13	0.61	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
	RDC	$V_{2,3}$	15	323	196.17	0.63	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
	1ere	$V_{2,3}$	15	323	184.64	0.59	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
	2eme	$V_{2,3}$	15	323	183.12	0.58	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
	3eme	$V_{2,3}$	15	323	187.00	0.60	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
	4eme	$V_{2,3}$	15	323	171.98	0.55	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
	5eme	$V_{2,3}$	15	323	182.71	0.59	5	C.V	9.69	13HA10	10.21

- Sens Y :

Tableau V-25 : calcul les armatures horizontales el leurs espacements suivant Y

	Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	Vu (kN)	τ_b	$\bar{\tau}_b$	vér	A_{RPA} (cm^2)	choix	A_{final} (cm^2)
(y)	s.sol	$V_{1,2}$	15	323	639.63	2.05	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
	RDC	$V_{1,2}$	15	323	722.95	2.32	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
	1ere	$V_{1,2}$	15	323	622.50	1.99	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
	2eme	$V_{1,2}$	15	323	520.22	1.67	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
	3eme	$V_{1,2}$	15	323	410.41	1.32	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
	4eme	$V_{1,2}$	15	323	268.36	0.86	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
	5eme	$V_{1,2}$	15	323	97.68	0.31	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
(y)	s.sol	V_3	15	323	921.06	2.96	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
	RDC	V_3	15	323	1143.08	3.67	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
	1ere	V_3	15	323	1038.12	3.33	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
	2eme	V_3	15	323	907.17	2.91	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
	3eme	V_3	15	323	780.24	2.50	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
	4eme	V_3	15	323	568.52	1.82	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
	5eme	V_3	15	323	374.91	1.20	5	C.V	9.69	13HA10	10.21

V.4.5. les voile avec ouverture

V.4.5.1. les trumeaux

- Las armateurs verticaux

Figure V-26 : calcule de l'armature verticale suivant X et Y

	Niveau	voile	S (cm²)	N (kN)	M (kN.m)	T (kN)	A_{cal} (cm)	A_{RPA} (cm)	A_{CBA} (cm)	choix	Niveau
(x)	RDC	$V_{1,2,3,4}$	15x530	1378.26	1040.74	519.21	21.8	11.92	7.95	20	2* (20HA12=22.62)
	1ere	$V_{1,2,3,4}$	15x530	1250.60	660.16	370.52	21.8	11.92	7.95	20	2* (20HA12=22.62)
	2eme	$V_{1,2,3,4}$	15x530	935.63	440.61	299.61	21.8	11.92	7.95	20	2* (20HA12=22.62)
	3eme	$V_{1,2,3,4}$	15x530	978.02	320.43	237.76	21.8	11.92	7.95	20	2* (20HA12=22.62)
	4eme	$V_{1,2,3,4}$	15x530	393.17	183.80	170.94	21.8	11.92	7.95	20	2* (20HA12=22.62)
	5eme	$V_{1,2,3,4}$	15x530	168.71	82.11	84.12	21.8	11.92	7.95	20	2* (20HA12=22.62)

	Niveau	voile	S (cm²)	N (kN)	M (kN.m)	T (kN)	A_{cal} (cm)	A_{RPA} (cm)	A_{CBA} (cm)	choix	Niveau
(y)	RDC	$V_{1,2,3}$	15x375	401.73	313.94	132.79	15.6	8.44	5.62	20	2* (14HA12=15.83)
	1ere	$V_{1,2,3}$	15x375	377.06	244.27	70.89	15.6	8.44	5.62	20	2* (14HA12=15.83)
	2eme	$V_{1,2,3}$	15x375	312.28	215.69	67.03	15.6	8.44	5.62	20	2* (14HA12=15.83)
	3eme	$V_{1,2,3}$	15x375	247.00	174.56	48.33	15.6	8.44	5.62	20	2* (14HA12=15.83)
	4eme	$V_{1,2,3}$	15x375	173.19	124.15	33.63	15.6	8.44	5.62	20	2* (14HA12=15.83)
	5eme	$V_{1,2,3}$	15x375	73.01	59.07	7.07	15.6	8.44	5.62	20	2* (14HA12=15.83)

- Vérification à E.L.S :

Figure V-27: vérification les armatures verticaux à ELS suivant X et Y

	Niveau	voile	S (cm²)	N (kN)	M (kn.m)	sit	A_{cal} (cm²)	σ_b	σ_s	Vérification
(x)	RDC	$V_{1,2,3,4}$	15x530	605.79	19.24	G+Q	22.62	0.7	10.8	Condition vérifié
	1ere	$V_{1,2,3,4}$	15x530	539.38	72.18	G+Q	22.62	0.7	10.6	Condition vérifié
	2eme	$V_{1,2,3,4}$	15x530	441.92	58.38	G+Q	22.62	0.6	8.7	Condition vérifié
	3eme	$V_{1,2,3,4}$	15x530	353.90	62.43	G+Q	22.62	0.5	7.2	Condition vérifié
	4eme	$V_{1,2,3,4}$	15x530	237.90	40.31	G+Q	22.62	0.3	4.8	Condition vérifié
	5eme	$V_{1,2,3,4}$	15x530	121.82	42.43	G+Q	22.62	0.2	2.8	Condition vérifié

	Niveau	voile	S (cm²)	N (kN)	M (kn.m)	sit	A_{cal} (cm²)	σ_b	σ_s	Vérification
(y)	RDC	$V_{1,2,3}$	15x375	243.65	47.26	G+Q	15.83	0.5	7.6	Condition vérifié
	1ere	$V_{1,2,3}$	15x375	217.71	47.52	G+Q	15.83	0.5	6.9	Condition vérifié
	2eme	$V_{1,2,3}$	15x375	179.61	40.73	G+Q	15.83	0.4	5.8	Condition vérifié
	3eme	$V_{1,2,3}$	15x375	143.30	36.78	G+Q	15.83	0.3	4.7	Condition vérifié
	4eme	$V_{1,2,3}$	15x375	97.63	28.78	G+Q	15.83	0.2	3.4	Condition vérifié
	5eme	$V_{1,2,3}$	15x375	43.86	22.70	G+Q	15.83	0.1	1.8	Condition vérifié

- Las armateurs horizontaux :

Figure V-28: les armatures horizontaux suivant X et Y

	Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	Vu (kN)	τ_b	$\bar{\tau}_b$	vér	A_{RPA} (cm^2)	choix	A_{final} (cm^2)
(x)	RDC	$V_{1,2,3,4}$	15	323	519.21	1.67	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
	1ere	$V_{1,2,3,4}$	15	323	370.52	1.19	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
	2eme	$V_{1,2,3,4}$	15	323	299.61	0.96	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
	3eme	$V_{1,2,3,4}$	15	323	237.76	0.76	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
	4eme	$V_{1,2,3,4}$	15	323	170.94	0.55	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
	5eme	$V_{1,2,3,4}$	15	323	84.12	0.27	5	C.V	9.69	13HA10	10.21

	Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	Vu (kN)	τ_b	$\bar{\tau}_b$	vér	A_{RPA} (cm^2)	choix	A_{final} (cm^2)
(y)	RDC	$V_{1,2,3,4}$	15	323	132.79	0.43	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
	1ere	$V_{1,2,3,4}$	15	323	70.89	0.23	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
	2eme	$V_{1,2,3,4}$	15	323	67.03	0.22	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
	3eme	$V_{1,2,3,4}$	15	323	48.33	0.16	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
	4eme	$V_{1,2,3,4}$	15	323	33.63	0.11	5	C.V	9.69	13HA10	10.21
	5eme	$V_{1,2,3,4}$	15	323	7.07	0.02	5	C.V	9.69	13HA10	10.21

V.4.5.2. les linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

- Recommandations réglementaires

Selon le CBA 93

Même conditions que pour les poutres.

Selon le RPA 99

- Contrainte limite de cisaillement: $\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.2\, f_{c28}$ [3]

0u:$\tau_b = \frac{\overline{V_u}}{b_0 * d}$ avec $\overline{V_u} = 1.4 V_u$

b_0: épaisseur du linteau.

d: hauteur utile.

V_u: effort tranchant ultime.

- Ferraillage: on devra disposer:
  - Des aciers longitudinaux de flexion: A_l ;
  - Des aciers transversaux: A_t ;
  - Des aciers en partie courante: A_c.

1. Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{28}$)

- Aciers longitudinaux

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule:

$$A_l \geq \frac{M}{f_e . Z} \text{ Avec } \quad Z = h - 2d' \textbf{ [3]}$$

M: moment du à l'effort tranchant.

h: hauteur totale du linteau.

d: distance d'enrobage.

- Aciers transversaux:

On distingue deux cas:

$$= \frac{L}{H} \begin{cases} >1 \text{ (linteau longe)} \\ \\ <1 \text{ (linteau court)} \end{cases}$$

a. linteau long (>1)

On à: $S_t \leq A_t f_e \frac{Z}{T}$ **[3]**

S_t: espacement entre les armatures transversales.

A_t: section d'armatures transversales.

L: portée du linteau.

$Z = h - 2\,d'$

b. linteau court (<1)

On doit avoir: $S_t \leq \dfrac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$ **[3]**

$T = \min(V_1, V_2)$; $V_1 = \dfrac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$; $V_2 = 2Vu$

M_{ci} , M_{cj}: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij} ", On les calcul comme suit:

$$M_c = A_l \cdot f_e . Z \quad \text{avec} \quad Z = h - 2d'$$

2. Deuxième cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{28}$)

Dans ce cas, il y à lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A_D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule:

$A_D = \dfrac{V}{2 \sin \alpha . f_e}$ avec: $\operatorname{tg} \alpha = \dfrac{(h - 2d)}{L}$ **[3]**

$V = V_u$ (sans majoration)

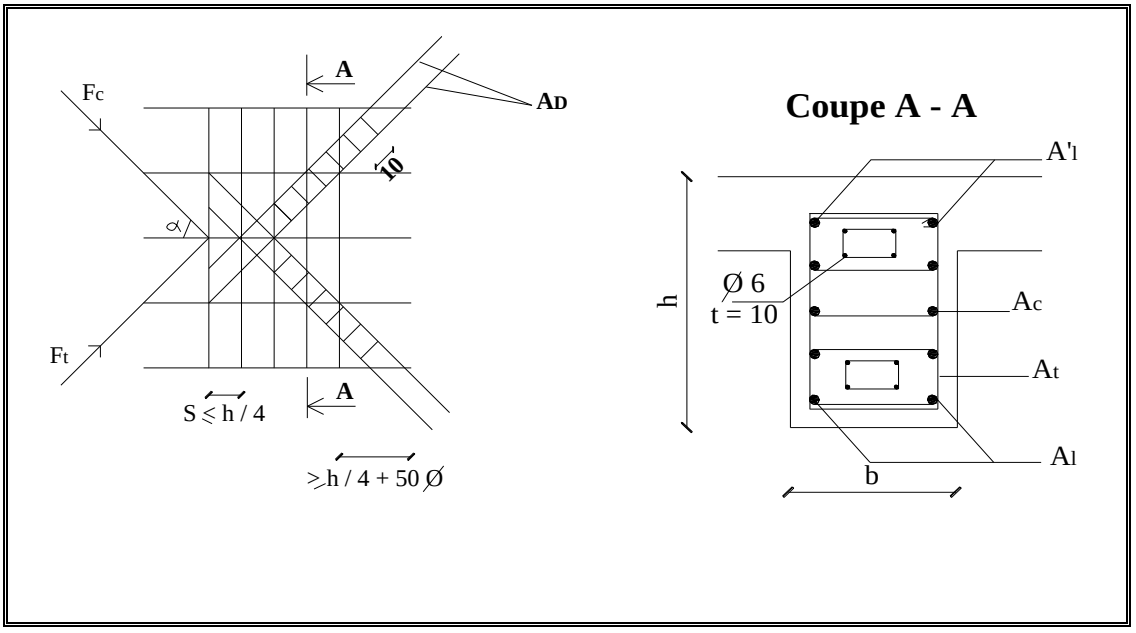


Figure V-13 : disposition des armatures dans le voile

- Ferraillage minimal :

– Selon le RPA 9

On a:

$$A_l \geq 0.15\,\%\,b.h$$

$$A_c \geq 0.2\%\,b.h$$

$$\begin{cases} \mathbf{A_D = 0} & \text{si } \tau_b \leq 0.06\, f_{c28} \\ \mathbf{A_D = 0.15\,\%\,b.h} & \text{si } \tau_b > 0.06\, f_{c28} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mathbf{A_t \geq 0.15\,\%\,b.s} & \text{si } \tau_b \leq 0.025\, f_{c28} \\ \mathbf{A_t \geq 0.25\,\%\,b.s} & \text{si } \tau_b > 0.025\, f_{c28} \end{cases}$$

- Calcule de ferraillage

Les résulta obtenus serrent présenter au tableau suivant :

a- Les armateurs longitudinaux

- Sens X :

Tableau V-29 : calcul de l'armature longitudinal suivant X

étages	H (cm)	e (cm)	L (cm)	T (KN)	τ (Mpa)	τ≤0.06xfc28	M (kN.m)
RDC - 1ere	163	15	140	452.69	2.88	Traction/ Compression	384.41
1ere-2eme	163	15	140	478.63	3.05	Traction/ Compression	379.69
2eme-3eme	163	15	140	412.92	2.63	Traction/ Compression	368.19
3eme-4eme	163	15	140	341.50	2.17	Traction/ Compression	345.13
4eme-5eme	163	15	140	246.56	1.57	Traction/ Compression	314.32
5eme	63	15	140	88.74	1.46	Flexion Simple	414.13

étages	A cal			A min	Aado		
	Ad	Al	Ac		Ad	Al	Ac
RDC - 1ere	7.46	3.67	4.89	3.15	8HA12=9.05	4HA12=4.52	4HA14=6.16
1ere-2eme	7.89	3.67	4.89	3.15	8HA12=9.05	4HA12=4.52	4HA14=6.16
2eme-3eme	6.80	3.67	4.89	3.15	8HA12=9.05	4HA12=4.52	4HA14=6.16
3eme-4eme	5.63	3.67	4.89	3.15	8HA10=6.28	4HA12=4.52	4HA14=6.16
4eme-5eme	4.06	3.67	4.89	3.15	8HA10=6.28	4HA12=4.52	4HA14=6.16
5eme	-	2.99	-	3.15	-	6HA10=4.71	-

Tableau V-30 : calcul de l'armature transversal suivant X

Etages	S (cm²)	Vu	λ	s (cm)	At	At_{min} RPA	$A_{choisie}$
RDC - 1ere	2445	452.69	0.86	15	0.56	4.89	7HA10=5.50
1ere-2eme	2445	478.63	0.86	15	0.56	4.89	7HA10=5.50
2eme-3eme	2445	412.92	0.86	15	0.56	4.89	7HA10=5.50
3eme-4eme	2445	341.50	0.86	15	0.56	4.89	7HA10=5.50
4eme-5eme	2445	246.56	0.86	15	0.56	4.89	7HA10=5.50
5eme	945	88.74	2.22	15	1.58	1.89	3HA10=2.36

- Sens Y :

Tableau V-31 : calcul de l'armature longitudinal suivant Y

étages	h (cm)	e (cm)	L (cm)	T (kN)	τ Mpa	τ≤0.06xfc28	M(kN.m)
RDC - 1ere	163	15	140	517.52	3.29	Traction/ Compression	371.63
1ere-2eme	163	15	140	478.93	3.05	Traction/ Compression	322.81
2eme-3eme	163	15	140	388.92	2.47	Traction/ Compression	263.70
3eme-4eme	163	15	140	278.18	1.77	Traction/ Compression	174.10
4eme-5eme	163	15	140	165.79	1.05	Flexion Simple	72.62
5eme	63	15	140	56.43	0.93	Flexion Simple	14.66

étages	A calculé			A min	A choisie		
RDC - 1ere	Ad	Al	Ac		Ad	Al	Ac
1ere-2eme	8.53	3.67	4.89	3.15	8HA12=9.05	4HA12=4.52	4HA14=6.16
2eme-3eme	7.89	3.67	4.89	3.15	8HA12=9.05	4HA12=4.52	4HA14=6.16
3eme-4eme	6.41	3.67	4.89	3.15	8HA12=9.05	4HA12=4.52	4HA14=6.16
4eme-5eme	4.58	3.67	4.89	3.15	8HA10=6.28	4HA12=4.52	4HA14=6.16
5eme	1.61	-	-	3.15	-	8HA10=6.28	-
	0.88	-	-	3.15	-	8HA10=6.28	-

Tableau V-32 : calcul de l'armature transversal suivant Y

étages	S (cm²)	Vu	λ	s (cm)	At	At_{min} RPA	$A_{choisie}$
RDC - 1ere	2445	517.52	0.86	15	0.56	4.89	7HA10=5.50
1ere-2eme	2445	478.93	0.86	15	0.56	4.89	7HA10=5.50
2eme-3eme	2445	388.92	0.86	15	0.56	4.89	7HA10=5.50
3eme-4eme	2445	278.18	0.86	15	0.56	4.89	7HA10=5.50
4eme-5eme	945	165.79	0.86	15	1.58	1.89	3HA10=2.36
5eme	945	56.43	2.22	15	1.58	1.89	3HA10=2.36

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.
Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure ;
- transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2. type de la fondation

Pour les fondations On distingue : les fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, etc.….) les fondations peu profondes (puits), et les fondations profondes (pieux).

VI.3. Connaissance du lieu et du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Les caractéristiques de ce sol sont: $\varphi = 20°$; c =1.3 bar ; $\Upsilon_h = 17.9$ kN /m^3.

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à σsol = 2.0 bars avec un ancrage de 1.5m sous le niveau du sous-sol (-3.23m).

VI.4. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend de :

- type d'ouvrage à construire ;
- la nature et l'homogénéité du bon sol ;
- la capacité portante du terrain de fondation ;
- la raison économique ;
- la facilité de réalisation ;

- la distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les semelles seront de trois natures :

- semelle isolée ;
- semelles filantes sous voiles ;
- semelles filantes sous poteaux.

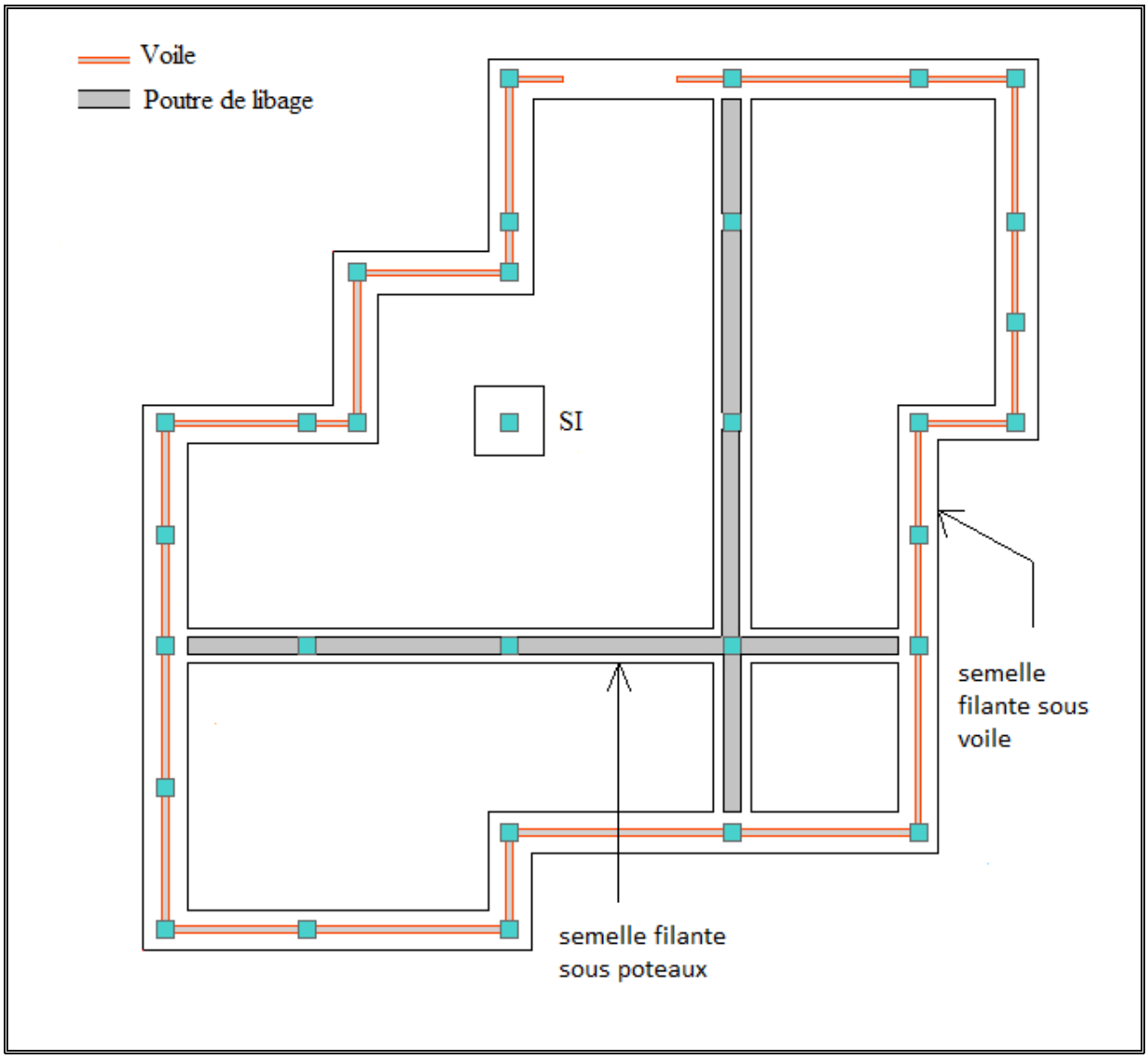


Figure VI-1: Disposition de la semelle isolée, semelle filante sous poteaux et semelle filante sous voile

VI.4.1. Calcule de la semelle isolée

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de a sur b égal au rapport A sur B : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$.

Nous avons des poteaux carrés : a=b donc A=B.

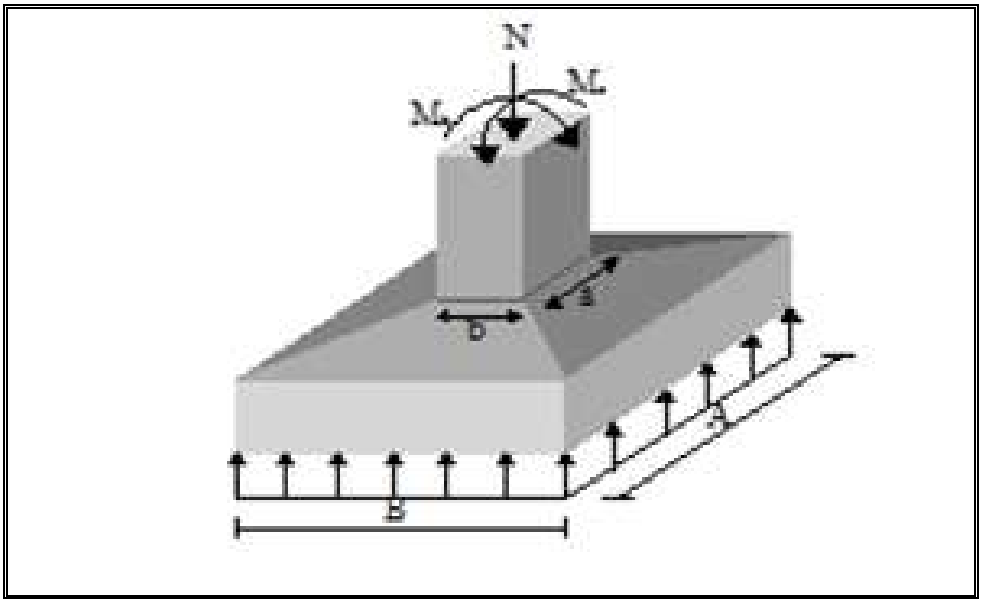


Figure VI-2: Représentation des semelles isolées sous poteaux carrés

VI.4.1.1. Dimensionnement de la semelle isolée

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal Nser qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \implies B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

S : Surface de la fondation ($A \times B$).

N : Effort normal appliqué sur la fondation (ELS).

On a M=0:

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \quad ; \quad d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

On a présenté les résultats dans le tableau suivant :

Tableau VI-1 : dimensions de la semelle isolée

Semelle	Nser (kN)	b (m)	$B_{calculée}$ (m)	$B_{choisie}$ (m)	d (m)	h (m)
SI	608.07	0.45	1.74	2.0	0.31	0.35

VI.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS

Les moments sont nuls, après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte le poids du remblai et le poids propre des semelles et le poids d'amorce poteau et le poids de longrine, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

$$\Rightarrow \sigma = \frac{\sum N}{LxB} \leq \sigma adm$$

Tableau VI-2: Vérification de la capacité portante pour la semelle isolée

Semelle	B (m)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{amorce\ poteau}$ (kN)	$P_{remblé}$ (kN)	σ MPa	σ_{adm} MPa
SI	2.0	35.00	5.82	82.34	0.183	0.20

On adopte une semelle isolée d'une largeur de B=2.00 m et une hauteur H=35 cm pour vérifier la capacité portante.

VI.4.1.3. Ferraillage transversale

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

$$Ab = \frac{N(B-b)}{8\,.\,d.\,\sigma s} \quad \& \quad Esp = \frac{A-2e-\phi}{(n-1)}$$

Tel qu'on adopte le ferraillage maximal entre l'ELU et l'ELS.

- Armatures de répartition

$$Arép = \frac{A_b(cm^2)\,.\,B(m)}{4} \quad \& \quad Esp = \frac{B-2e-\phi}{(n-1)}$$

Avec :

σs = 348MPa à l'ELU : en situation durable.

σs = 202MPa à l'ELS : la fissuration est préjudiciable.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-3 : armatures transversale de la semelle isolée

Nu (kN/ml)	Nser (kN/ml)	b (cm)	d (cm)	B (m)	Au (cm²)	Aser (cm²)	$A_{finale}(cm^2)$	Esp (cm)
831.53	608.07	45	31	2.00	14.93	18.81	13HA14=20.01	16

Tableau VI-4 : armatures de répartition des semelles filantes

	Arép (cm²)	Esp (cm)
Résultats	13HA10=10.21	17

- Vérification des longueurs de scellement

La contrainte admissible d'adhérence

τs= 2.8 MPa.

La longueur de scellement égale à :

$$ls = \frac{\emptyset\,.\,fe}{4\,.\,\tau s} = \frac{1.4\,.\,400}{4\,.\,2.8} = 42.86\ cm$$

$$ls = 42.86\ cm \ \geq \frac{B}{4} = \frac{150}{4} = 42.5cm$$

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbés (crochets).

VI.4.2. Calcul des semelles filantes

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles ;
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton ;
- Bon enrobage des armatures ;
- Non poinçonnement.

Les chargements sur la structure concèdent des moments faibles à la base des poteaux-au niveau de leurs encastrements- et avec la présence des longrines qui absorbent un pourcentage important de ces moments, on les faillit pour la facilité du calcul.
Touts les efforts normaux maximaux sont obtenus par la combinaison 1.35G+1.5Q.

VI.4.2.1. Semelles filantes sous voile et poteaux

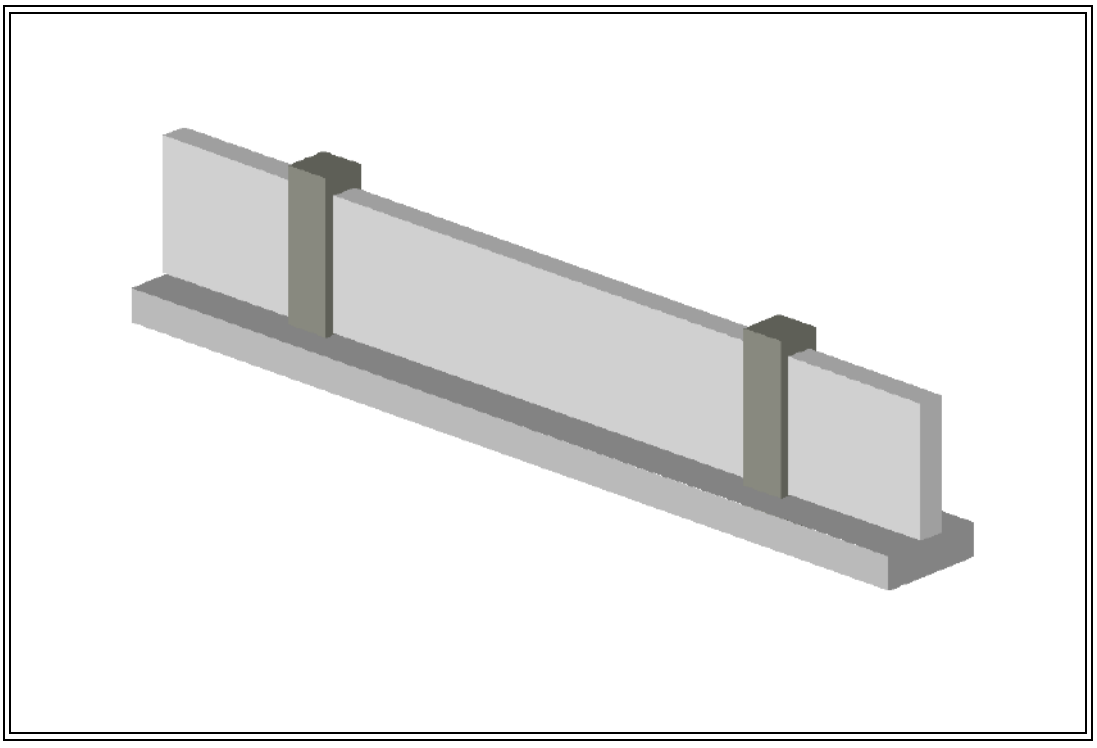


Figure VI-3 : schémas d'une semelle filante sous voiles et poteaux

VI.4.1.2.a. Dimensionnement

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- $\sum N$: est la somme des efforts normaux concentrés aux poteaux.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000 \,.\, \sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B - b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte le poids du remblai et le poids propre des semelles, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-5 : dimensions des semelles filantes

Semelle	L(m)	Nser (kN)	Nser (kN/ml)	b (m)	$B_{calculée}$ (m)	$B_{choisie}$ (m)	d (m)	h (m)
SF 3	24.35	7637.94	313.67	0.15	1.57	1.7	0.40	0.45
SF 4	24.35	6706.98	275.44	0.15	1.38	1.7	0.40	0.45

VI.4.1.2.b. Vérification des contraintes à l'ELS

Les moments sont nuls, après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte le poids du remblai et le poids propre des semelles et le poids d'amorce poteau et le poids de longrine, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

$$\Rightarrow \sigma = \frac{\sum N}{LxB} \leq \sigma adm$$

Tableau VI-6: Vérification de la capacité portante pour la semelle filante sous poteaux

Semelle	L (m)	B (m)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{amorce\ poteau}$ (kN)	$P_{remblé}$ (kN)	$P_{amorce\ voile}$ (kN)	σ MPa	σ_{adm} MPa
SF1	24.35	1.7	465.69	5.32	778.02	83.81	0.188	0.20
SF2	24.35	1.7	465.69	5.32	778.02	83.81	0.162	0.20

On adopte des semelles filantes d'une largeur de B=1.50 m et une hauteur H=35cm pour vérifier la capacité portante.

VI.4.1.2.c. Ferraillage transversale

Le calcul de ferraillage est fait pour une semelle isolé (AxB) par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suit le max des deux résultats.
Les armatures principales (transversales) Ab et les armatures de répartitions (longitudinales) Arép Avec ces espacements sont déterminés respectivement par les formules suivantes :

- Armatures principales :

$$Ab = \frac{N(B-b)}{8\,.\,d.\,\sigma s} \quad \& \quad Esp = \frac{100}{n}$$

Avec:

n: étant le nombre de barres.

- Armatures de répartition :

$$Arép = \frac{A_b(cm^2)\,.\,B(m)}{4} \quad \& \quad Esp = \frac{100}{n}$$

Avec :

σs = 348MPa à l'ELU : en situation durable.

σs = 202MPa à l'ELS : la fissuration est préjudiciable.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-7 : armatures transversale des semelles filantes

Nu (kN/ml)	Nser (kN/ml)	b (cm)	d (cm)	B (m)	Au (cm²)	Aser (cm²)	A_{finale}(cm²)	Esp (cm)
418.26	313.67	15	40	1.7	5.82	7.52	7HA12=7.92	15

Tableau VI-8 : armatures de répartition des semelles filantes

	Arép (cm^2)	Esp (cm)
Résultats	5HA10=3.93	20

- Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence

$$\tau s = 2.8 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement égale à :

$$ls = \frac{\emptyset \,.\, fe}{4 \,.\, \tau s} = \frac{1.2 \,.\, 400}{4 \,.\, 2.8} = 42.86 \text{ cm}$$

$$ls = 42.86 \text{ cm} \;\geq\; \frac{B}{4} = \frac{170}{4} = 42.5 \text{cm}$$

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbés (crochets).

VI.4.2.2. Semelles filantes sous poteaux

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments, en destines : la semelle et la poutre de libage :

- la semelle travaille transversalement, et support l'effort normale et le moment transversale trouvant du poteau ;
- la poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux trouvant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

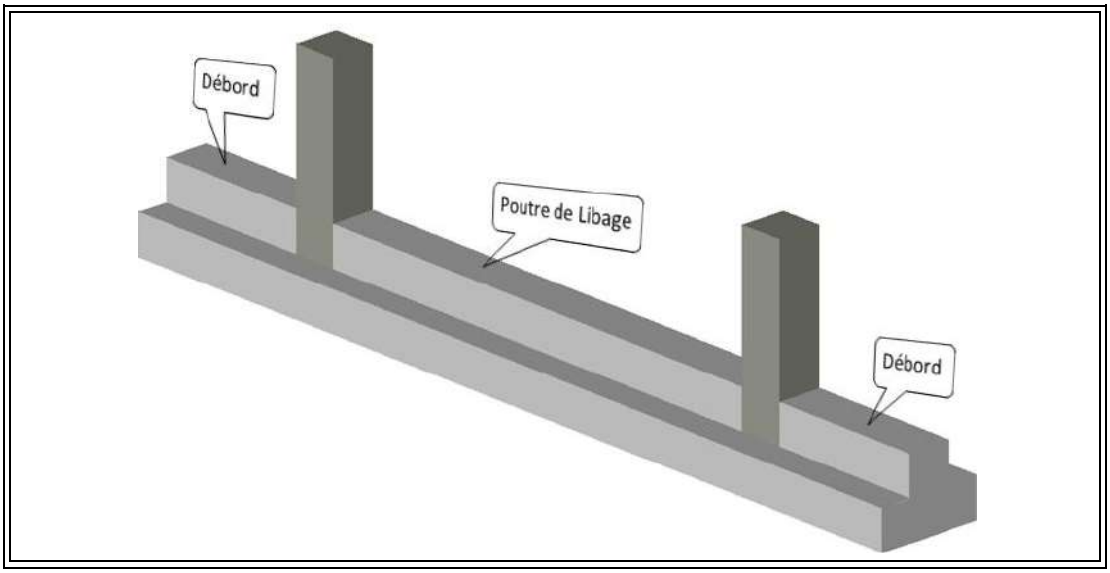


Figure VI-4 : schémas d'une semelle filante sous poteaux

VI.4.2.2.a. Dimensionnement

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

$\sum N$: est la somme des efforts normaux concentrés aux poteaux ;

L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000 \cdot \sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B - b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte le poids du remblai et le poids propre des semelles, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-9 : dimensions des semelles filantes sous poteaux

Semelle	L (m)	Nser (kN)	Nser (kN/ml)	b (m)	$B_{calculée}$ (m)	$B_{choisie}$ (m)	d (m)	h (m)
SF 1	21.8	5119.15	213.82	0.45	1.29	1.5	0.30	0.35
SF 2	21.8	5482.96	251.51	0.45	1.38	1.5	0.30	0.35

VI.4.2.2.b. Vérification des contraintes à l'ELS

Les moments sont nuls, après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte le poids du remblai et le poids propre des semelles et le poids d'amorce poteau et le poids de longrine, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

$$\Rightarrow \sigma = \frac{\sum N}{LxB} \leq \sigma adm$$

Tableau VI-10: Vérification de la capacité portante pour la semelle filante sous poteaux

Semelle	L (m)	B (m)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{amorce\ p}$ (kN)	$P_{remblé}$ (kN)	σ MPa	σ_{adm} MPa
SF1	21.9	1.5	274.31	5.82	645.34	0.163	0.20
SF2	21.9	1.5	274.31	5.82	645.34	0.175	0.20

On adopte des semelles filantes d'une largeur de B=1.50 m et une hauteur H=35cm pour vérifier la capacité portante.

VI.4. 2.2.c. Ferraillage transversale

- Armatures principales :

$$Ab = \frac{N(B-b)}{8\,.\,d.\,\sigma s} \quad \& \quad Esp = \frac{A - 2e - \phi}{(n\text{ -}1)}$$

Avec n: étant le nombre de barres.

- Armatures de répartition :

$$Arép = \frac{A_b(cm^2) \,.\, B(m)}{4} \quad \& \quad Esp = \frac{B - 2e - \phi}{(n\text{ -}1)}$$

Avec :

σs = 348MPa à l'ELU : en situation durable.

σs = 202MPa à l'ELS : la fissuration est préjudiciable.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-11: armatures transversale des semelles filantes sous poteaux

Nu (kN)	Nser (kN)	b (cm)	B (m)	Au (cm²)	Aser (cm²)	A_{finale} (cm²)	Esp (cm)
2470.02	1800.36	45	1.5	21.12	44.56	29HA14=44.64	18

Tableau VI-12: armatures de répartition des semelles filantes sous poteaux

	Arép (cm²)	Esp (cm)
Résultats	15HA12=16.96	10

- Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence

$$\tau s = 2.8 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement égale à :

$$ls = \frac{\emptyset \,.\, fe}{4 \,.\, \tau s} = \frac{1.4 \;.\; 400}{4 \,.\, 2.8} = 50 \text{ cm}$$

$$ls = 50 \text{ cm} \geq \frac{B}{4} = \frac{150}{4} = 37.5 \text{cm}$$

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbés (crochets).

VI.4. 2.2.c. Ferraillage Longitudinalement «La poutre de libage »

- Dimensionnement :

La poutre de libage va reprendre tout les charges verticales et les moments de flexions. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminer par la théorie de poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivant à vérifier, pour assurai une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton (E = 32164.19 MPa).

L : La plus grande travée dans la fille (L = 5.85m)

K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).

I : Moment d'inertie de la semelle, $I = \frac{b.h_p{}^3}{12} = 0.027 \ m^4$.

(hp : la hauteur de la poutre de libage)

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5.K.L^4}{E}} = 0{,}89 \text{ m} \ \text{ on adpote } \ h_p = 90\text{cm}$$

Donc: $l_e = 3.76$ m

$L = 5.85 \text{ m} < \frac{\pi}{2} l_e = 5.90 \text{ m}$ (condition vérifie)

Alors on a des poutres de libage de 45x90, noyée dans la semelle.
Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) qui calcule par la formule suivant :

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

$\sum$ Ni : la somme des efforts normaux.

L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m^2).

Les valeurs de q sont représente dans le tableau suivant :

Tableau VI-13: Détermination des valeurs de q de la poutre de libage

	ΣNi (ELU)(kN)	ΣNi (ELS)(kN)	L(m)	q_u(KN /m^2)	q_{ser} (KN /m^2)
SF1,2	7177.80	5482.96	19.8	362.52	276.72

- Calcul des moments :

D'après l'logiciel RDM6 on a les moments suivants :

Aux appuis :

À l'ELU: M_a=1034.1 kN.m

À l'ELS: M_a=78.92 kN.m

En travées :

À l'ELU: M_t=516.9 kN.m

À l'ELS: M_t=394.6 kN.m

- Calcul du ferraillage :

a- Armatures longitudinales :

Calcul à l'ELU de résistance :

La poutre de libage travail en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2} \cong 0.9.h \qquad \text{et} \qquad c = c' = h - d$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} \; ; \quad \text{on a } \mu \leq \mu l = 0.392 \quad \Rightarrow A' = 0 \text{ et } A = \frac{Mu}{\beta.\, d.\sigma s}$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance par la section dans le tableau suivant :

Tableau VI-14: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage

	Mu (kN.m)	d (cm)	A (cm²)	A'(cm²)	Choix
Appui	1034.1	81	40.2	0	13HA20
Travée	516.9	81	18.6	0	10HA16

Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable, la vérification a été faite :

Tableau VI-15: vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

	A_{ELU} (cm²)	M_{ser}(kN.m)	σb(MPa)	σs(MPa)	Σb≤ [σb]	Σs≤ [σs]
Appui	42.10	789.2	13.2	264.2	Oui	Oui
Travée	20.11	394.6	8.4	259	Oui	Oui

On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes.

b- Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage atteint la hauteur de 90 cm le CBA93 engrave une plus les armatures longitudinales des armatures de peau d'au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

Ap=3*0.9 = 2.7cm², donc on adopte 3HA12=3.39cm².

c- Armatures transversales :

- Calcul de l'effort tranchant Tu :

  Tu=qu.ℓ/2=(362.52 x 5.85)/2=1060.37kN.

- Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{1060.37 * 10^3}{450 * 810} = 2.91\ \text{MPa} < [\tau] = 3.33\ \text{MPa}$$

En appliquant même formules qu'on a vu dans le chapitre précédant, les armatures transversales sont :

Tableau VI-16: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

	V_u (kN)	τu MPa	$[\tau]$ MPa	A_t (cm^2)	S_t (cm)	
					ZN	ZC
Poutre de libage	1060.37	2.91	3.33	8HA10=6.28	10	15

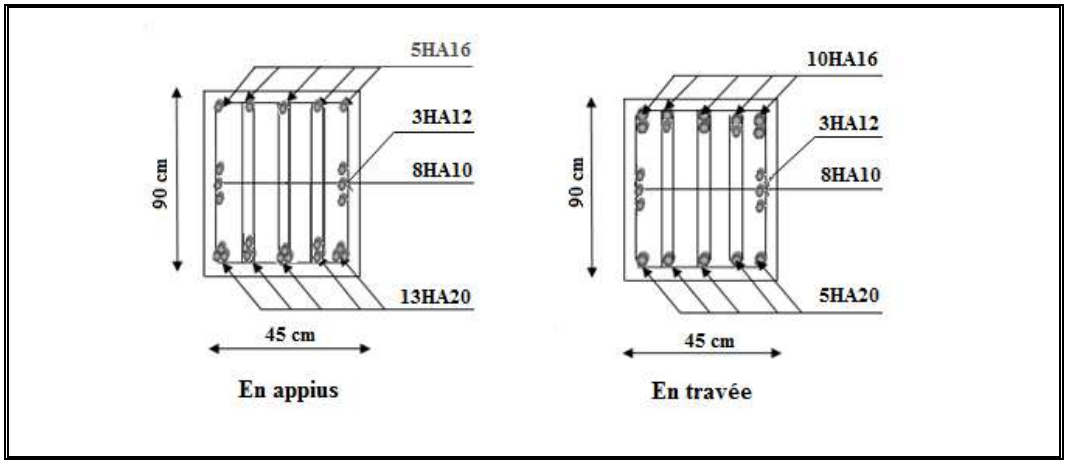


Figure VI-5 : Disposition du ferraillage de la poutre de libage

VI.5. Etude du mur de soutènement :

Notre voile périphérique joue double rôle :

- encastrement de la base de la structure ;
- mur de soutènement.

D'après RPA99/version2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- épaisseur ≥ 15 cm ;
- les armatures sont constituées de deux nappes ;
- le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens horizontal et vertical ;
- un recouvrement de 50 ϕ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur e = 15 cm.
La hauteur de voile périphérique = 3.23 m.

VI.5.1. Ferraillage des voiles périphériques

Les panneaux constituant le voile périphérique sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la poussée des terres et la surcharge d'exploitation, pour cela on utilise les tables de BARRES pour déterminer les coefficients µx , µy de répartition des moment selon X ,Y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport :

$$\rho = \frac{\ell_x}{\ell_y}$$

Dans notre cas : $\rho = \frac{2.83}{5.40}$ =0.52 > 0.4

Ce qui indique d'un panneau travaillant suivant les deux directions. Ce qui implique l'utilisation de la méthode forfaitaire.

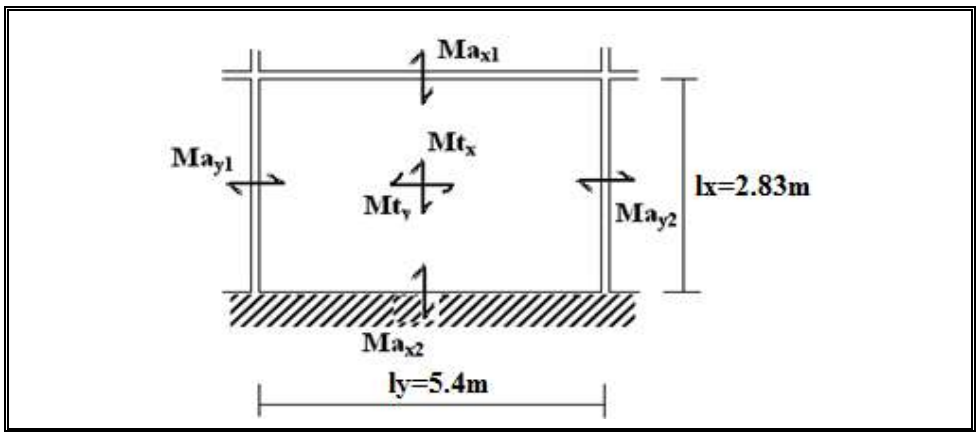


Figure VI-6 : Les moments subissant par le mur de soutènement

VI.5.1.1. Détermination des moments a l'ELU

$$\begin{cases} Mx = \mu x * qu * \ell x^2 = 0.0951 * 40.08 * (2.83)^2 = 30.53 \text{ kN.m.} \\ My = \mu y * Mx = 0.250 * 30.53 = 7.63 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

Il s'agit d'un panneau de rive, ses moments sont définis par :

- En travée :

$$\begin{cases} Mtx = 0.85Mx = 25.95 \text{ kN.m.} \\ Mty = 0.85My = 6.48 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

- Aux appuis:

$$\begin{cases} Max1 = Max2 = -0.3\ Mx = 9.16 \text{ kN.m.} \\ May1 = May2 = -0.5\ Mx = 15.26 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

VI.5.1.2. Détermination des moments a l'ELS

$$\begin{cases} Mx = Mx = \mu x * qser * \ell x^2 = 0.0987 * 29.56 * (2.83)^2 = 23.37 \text{ kN.m.} \\ My = \mu y * Mx = 0.3758 * 23.37 = 8.78 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

- En travée :

$$\begin{cases} Mtx = 0.85Mx = 19.86\ kN.m. \\ Mty = 0.85My = 7.54\ kN.m. \end{cases}$$

- Aux appuis:

$$\begin{cases} Max1 = Max2 = -0.3\ Mx = 7.01\ kN.m. \\ May1 = May2 = -0.5\ Mx = 11.68\ kN.m. \end{cases}$$

VI.5.1.3. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance en flexion simple

Tableau VI-17: Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU nervure à l'ELS

	Sens	M (kN.m)	d (cm)	A (cm²)	A choisi
Travée	X	25.95	12	7.18	7HA12
	Y	6.48	12	1.6	3HA10
Appui	X	9.16	12	2.29	3HA12
	Y	15.26	12	3.95	4HA12

Le ferraillage déterminé (verticale et horizontale) sur la base d'un panneau qui joue le rôle d'un mur de soutènement est inferieur par rapport au ferraillage calculé des voiles de contreventement, si on considère le panneau comme un voile

VI.6. Les longrines

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux.

VI.6.1. Prédimensionnement

Pour un sol de fondation de catégorie ''S2'', les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 x 30cm².
On adopte une section de 30 x 40.

VI.6.2. Sollicitations

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à :

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha} = \frac{2470.02}{12} = 205.84\ kN$$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{1800.36}{12} = 150.03\ kN$$

Avec :

- N: effort à la base du poteau le plus sollicité.
- α=12: coefficient de site en fonction de la zone sismique.

VI.6.3. Ferraillage

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

VI.6.3.1. A l'état limite ultime

Les armatures longitudinales sont données par: $A_u = \frac{Fu}{\sigma_s}$

Où : Fu = 205.84 kN

Alors: $A_u = \frac{205.84 * 10^3}{348} = 5.91 cm^2$

VI.6.3.2. condition de non fragilité

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 :

$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$ Alors: $A \geq \frac{(30 * 40) * 2.1}{400} \Rightarrow A \geq 6.3 cm^2$

Donc on adopte A=8HA12=9.05cm².

VI.6.3.3. vérification des contraintes à l'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable.
Fser = 150.03 kN
Alors:

$$\sigma s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{150.03\ 10^3}{905} = 165.78\ \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 202\ \text{MPa}$$ Condition vérifié

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B :

$A_{min} = \frac{0,6b.h}{100} = \frac{0,6 * 30 * 40}{100} = 7.2 cm^2$

Donc on adopte A=6HA14=9.23 cm²

VI.6.3.4. Armatures transversales

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par RPA qui doit inférieur au Min (20 cm ; 15$\Phi\ell$).

- section :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66mm$$

On adopte $\varphi_t = 8\,mm$

At = 4ϕ8 = 201 mm²

- Espacement:

$$S_t = \min\left[20cm\,;15\varphi_l\right] = \min\left[20cm\,;21cm\right]$$

On adopte St = 15 cm.

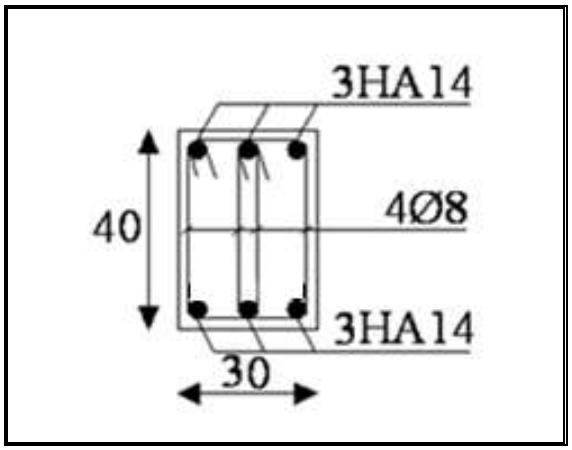


Figure VI-7 : Ferraillage de la longrine

Conclusion

Conclusion Général

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Références bibliographiques

Documents réglementaires

[1]: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93

[2] : Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003

[3]: Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

[4] : Règlement neige et vent R.N.V 1999 Document Technique Réglementaire (D.T.R. C 2-4.7)

Manuels techniques :

[5] : Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.

[6] : Conception et calcul des structures en béton «HENRY THONIER ».

Cours de formations

Logiciels :

- Structural Analysis Professional 2000 version 12 ;
- Expert 2010 + socotec ;
- AutoCAD 2010 ;
- RDM 6.